Technische Universität München

14. Treffen junger WissenschaftlerInnen an Wasserbauinstituten

Beiträge zum JuWi-Treffen am 25. und 26. Juni 2012
an der Technischen Universität München



Technische Universität München

Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft

80333 München, Arcisstraße 21
Germany

Tel.: 089 / 289 23161
Fax: 089 / 289 23172
E-Mail: wabau@bv.tum.de

Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft (Oskar von Miller - Institut)

82432 Obernach, Walchensee
Germany

Tel.: 08858 / 9203 0
Fax: 08858 / 9203 33
E-Mail: obernach@bv.tum.de

ISSN 1437-3513

ISBN 978-3-940476-23-4

Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für
Wasserbau und Wasserwirtschaft

Herausgegeben von Prof. Peter Rutschmann
Ordinarius für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München

Druck und Einband: Meissner Druck GmbH, Oberaudorf

Vorwort zum 14. JuWi - Treffen

In diesem Jahr jährt sich die Veranstaltungsreihe für junge Wissenschaftler der deutschsprachigen Wasserbauinstitute zum 14. Mal. Wir freuen uns sehr die Teilnehmer bereits zum zweiten Mal an der Technischen Universität München am Lehrstuhl und den Versuchsanstalten für Wasserbau begrüßen zu dürfen. Seit dem Treffen vor 10 Jahren hat der Bereich Wasserbau mit dem Thoma-Labor in der Innenstadt eine weitere Versuchsanstalt erhalten. Eine Besichtigung dort und natürlich auch im Oskar von Miller-Labor in Obernach am Walchensee steht neben den wissenschaftlichen Vorträgen ebenfalls auf dem Veranstaltungsprogramm.

Das an allen Wasserbauinstituten im deutschsprachigen Raum wandernde JuWi-Treffen ist eine Zusammenkunft interessierter junger WissenschaftlerInnen in dieser Fachdisziplin und bietet die Möglichkeit sich fachlich auszutauschen, Kontakte zu knüpfen und einen Einblick in andere Institute, Projekte und Forschungsarbeiten zu bekommen. Traditionell treffen Gemeinsamkeiten auf viele interessante Unterschiede und so ist auch dieses Jahr ein durchaus abwechslungsreicher Tagungsband entstanden. Wir wünschen allen viel Spaß beim Lesen!

Wir möchten uns an dieser Stelle auch ganz herzlich bei allen Teilnehmern für ihre spannenden Beiträge bedanken, die in diesem Band als Begleitung zu den Vorträgen herausgegeben werden.

Ebenfalls bedanken wollen wir uns bei allen Mitarbeitern und Hiwis, die viel Zeit und Mühe in den Tagungsband und die Organisation der Veranstaltung investiert haben und freuen uns auf drei interessante, spannende und lustige Tage mit allen!

München, Juni 2012

Euer Tagungsteam

Marius Asenkerschbaumer
Kordula Schwarzwälder
Daniel Skublics

Tagungsprogramm

Sonntag, 24.06.2012

12:00 Exkursion zur oberen Isar

18:00 Grillen in der Versuchsanstalt Obernach

Montag, 25.06.2012

9:00 Besichtigung der Versuchsanstalt mit traditionellem Weißwurstfrühstück

12:00 Bustransfer nach München

Ab 13:00 Empfang und Registrierung

14:00 Begrüßung und Einführung

Session 1: Physikalische Versuche

14:15 Valerie Neisch

Optimierung des Ein-/ Auslaufbauwerks des Pumpspeicherwerks Waldeck 2+

14:30 David Felix

Schwebstoff- und Verschleiss-Monitoring an Wasserkraft-Hochdruckanlagen: Laborversuche zu Partikelmessmethoden und Vorbereitung der Fallstudie Fieschertal

14:45 Irina Klassen

Experimentelle Untersuchung des Transport- und Absetzverhaltens von Kaolinit

15:00 Marius Asenkerschbaumer

Modellversuche zum Schwemmholzrückhalt mit einem Schrägrechen

15:15 Thomas Gschnitzer

LSPIV im Wasserbau

15:30 Kaffeepause

Session 2: Physikalische Versuche

16:00 Stephan Spiller

Physical Effects of Load Fluctuations in Rivers

16:15 Franz Geiger

Die Maßstabseffekte der Kavitationserosion und das Kavitationswolken-Erosionsmodell

16:30 Wolfgang Richter

Der Wasserfall Im Wasserschloss

16:45 Bela Sokoray-Varga

Über Turbulenzmessungen in Schlitzpässen

17:00 Alexander Schendel

Wissenschaftliche Modelluntersuchung zur Bestimmung der Bettstabilität von weitgestuftem Steinmaterial unter stationären Strömungsverhältnissen

18:30 Biergarten

Dienstag, 26.06.2012

Session 3: Numerik

10:00 Stephan Hötzl

Verbesserung des Schutzpotentials gesteuerter Flutpolder durch alternative Kappungsmethoden

10:15 Johannes Kammerlander

Wildbachgefahren – Prozesse und Berechnungsmethoden

10:30 Julien Barbier

Netzerstellung und Bearbeitung mit Open-Source Werkzeugen

10:45 Nina Voßwinkel

Optimierung von Regenbecken mit Hilfe Numerischer Strömungssimulation

11:00 Florian Leo

Ansatz zur Bewertung der Auswirkungen von Hydropeaking auf Gewässer

11:15 Ricarda Döring

Modellierung der Flutwellenausbreitung nach Versagen der Dreilägerbachtalsperre im Rahmen einer Risikobetrachtung

11:30 Daniel Skublics

Unterschiedliche hydrodynamische Modelle zur Abbildung natürlicher Hochwasserretention

11:45 Tobias Liepert

snappyHexMesh - Vorstellung eines Open Source Vernetzungswerkzeugs

12:00 Posterpräsentationen

12:30 Mittagessen

Session 4: Messung und Bewertung

13:45 Daniel Stolz

Projektierung einer Wasserkraftanlage am oberen Sambesi, Afrika

14:00 Sabine Jenning

Bruchpunkte und Langzeittrends von Wasserstandsmessungen im Tidebereich der Deutschen Bucht

14:15 Viktoria Berger

Kläranlagen als Kraftwerke – Beitragsmöglichkeiten und technische Lösungen der Wasserkraft

14:30 Elena Pummer

Wirtschaftliches Nutzungspotential deutscher Talsperrensedimente

14:45 Markus Först

Post Processing Methods of Moving Boat ADCP Measurements Time Averaging vs. Distance Averaging

15:00 Kaffeepause

Session 5: Ökohydraulik

15:30 Sebastian Bader

Auffindbarkeit von Fischaufstiegsanlagen –
Untersuchung des Unterwassers von Niederdruckwasserkraftanlagen

15:45 Stefan Jocham

Eine Grundlage zur dynamischen Modellierung der Substratqualität für den juvenilen atlantischen Lachs

16:00 Kordula Schwarzwälder

Resuspensionsversuche mit Bakterien

16:15 Lydia Seitz

Kolmationsuntersuchung - Auswirkung von Landnutzungsänderung auf die Gewässersohle

16:30 Nikos Efthymiou

Zeitliche und räumliche Entwicklung der statischen Deckschichtbildung

Inhaltsverzeichnis

Optimierung des Ein-/ Auslaufbauwerks des Pumpspeicherwerks Waldeck 2+

Valerie Neisch

Projektbeschreibung

Das Pumpspeicherwerk Waldeck in Hessen an der Eder wird für eine Zusatzleistung von 300 MW ausgebaut, wodurch die Anlage eine Gesamtkapazität von 920 MW erhält. Geplant ist, das Oberbecken Waldeck 2 zu erhöhen und mit einer zweiten Triebwasserleitung auszustatten, die über ein weiteres Kavernenkrafthaus mit dem Affolderner See verbunden wird (Abb. 1).

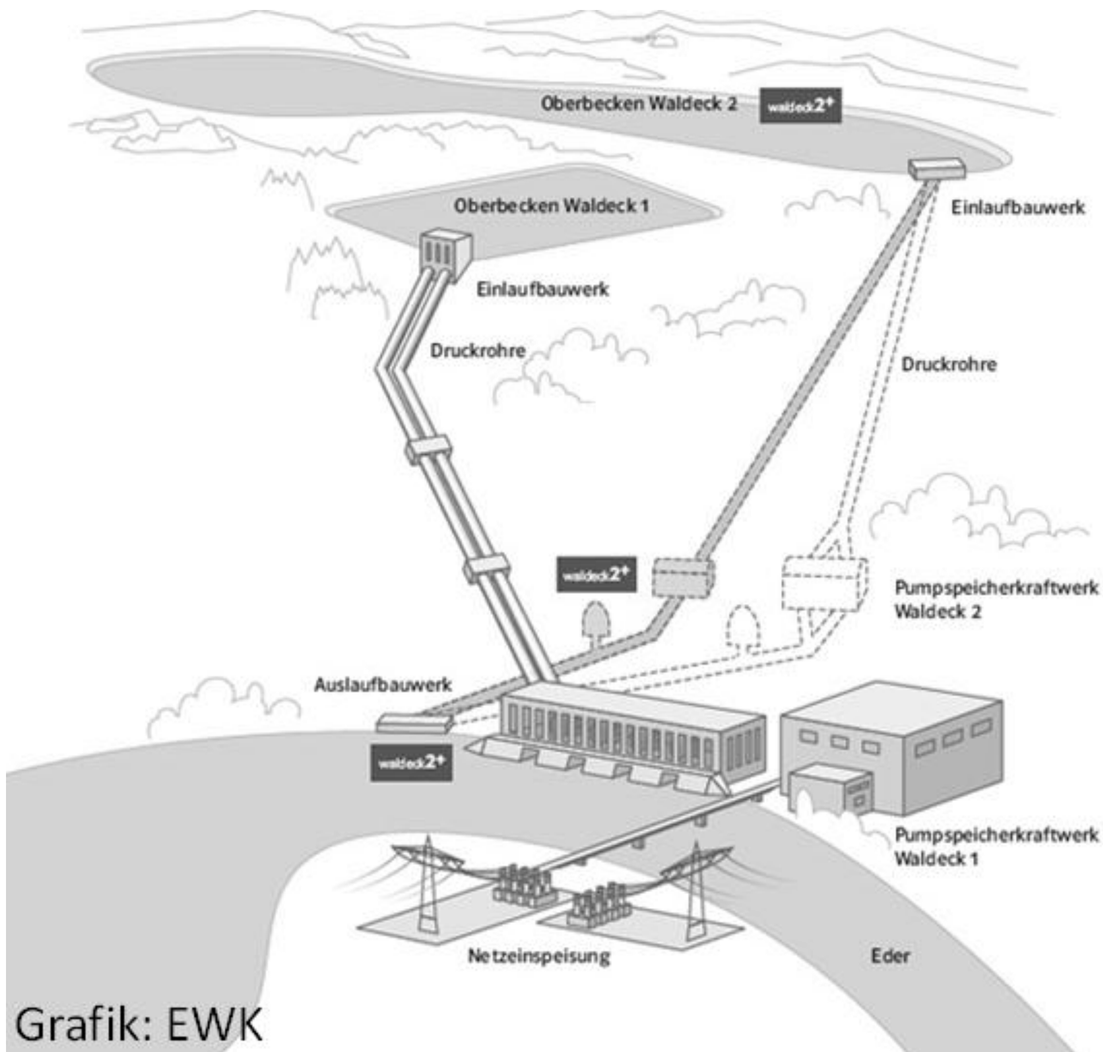


Abb. 1 PSW Waldeck mit geplanter Erweiterung

Zur Untersuchung des geplanten Ein- und Auslaufbauwerks der neuen Pumpspeicheranlage beauftragte die E.ON Wasserkraft GmbH im Februar 2011 den Arbeitsbereich Wasserbau der Universität Innsbruck mit der Durchführung eines Modellversuches. Zu untersuchen und gegebenenfalls zu optimieren waren insbesondere die Leitwände im Bauwerk für den Pump- und Turbinenbetrieb.

1 Modell des Ein- /Auslaufbauwerks

Das Ein-/Auslaufbauwerk des Pumpspeicherwerkes muss sowohl im Pump- als auch im Turbinenbetrieb gleichmäßig angeströmt werden und sollte möglichst geringe hydraulische Verluste beim Durchströmen verursachen. Im Pumpbetrieb fungiert das Bauwerk als Einlauf und wirkt mit seinem Düseneffekt auf die Strömung beschleunigend.

Im Turbinenbetrieb wird das Bauwerk in entgegengesetzter Richtung durchströmt und wirkt als Diffusor. Die Strömung wird nach Durchlaufen der Turbine im Auslaufbauwerk bei gleichzeitiger Druckerhöhung vor Abgabe in das Unterbecken abgebremst. Dies ist der, in Bezug auf hydraulische Verluste, kritischere Zustand. Es können Strömungsablösungen und Wirbelbildungen auftreten, die zur Energieumwandlung in Wärme führen und somit bei der Energiegewinnung der Anlage verloren gehen. Ein Ein-/Auslaufbauwerk, bei dem die Verzögerung der Strömung und der damit verbundene Druckanstieg in Strömungsrichtung so allmählich ablaufen würden, dass es zu keinen Ablöseerscheinungen kommt, würde eine unwirtschaftliche Länge benötigen (nämlich mehr als das Vierfache der jetzt geplanten 35 m Verzugstrecke). Daher ist es Ziel des Modellversuches, für einen kürzeren Bauwerksentwurf eine Pfeiler- und Leitwandanordnung zu finden, für die die hydraulischen Verluste möglichst gering sind und die Rechenfelder gleichmäßig angeströmt werden.

Das Bauwerk wurde im Wasserbaulabor der Universität Innsbruck im Massstab 1:20 umgesetzt. Das Modell muss innerhalb des Bauwerkes Strömungsvorgänge unter Druck abbilden, bei denen der Einfluss von Zähigkeitskräften eine Rolle spielt. Dies würde für das Modellgesetz nach Reynolds sprechen. Für den Maßstab von 1:20 müsste bei Einhaltung gleicher Reynoldszahlen in Modell und Natur, die Fließgeschwindigkeit im Modell jedoch um den Faktor 20 höher liegen als in der Realität. Die Erzeugung der dafür notwendigen hohen Abflüsse ist im Labor jedoch nicht realisierbar. Es ist aber zulässig, ein anderes Reynolds-verhältnis zu wählen, für welches der Zähigkeitseinfluss noch im gleichen Bereich liegt und somit berücksichtigt wird.

Außerhalb des Bauwerkes herrscht dagegen Freispiegelabfluss, der vom Schwerkrafteinfluss dominiert wird. Modelle mit freier Oberfläche werden durch das Modellgesetz nach Froude umgesetzt.

Um beide Strömungssituationen gleichzeitig abzubilden, wurde im Bereich des Froudeschen Modellgesetztes ein Reynoldsverhältnis Re_{Modell} / Re_{Natur} von 1:85 gewählt. Im Bauwerk ergibt sich somit Strömung im turbulenten Bereich und der Zähigkeitseinfluss wird berücksichtigt. Bei Annahme der Froudeschen Modellähnlichkeit und Verwendung der zugehörigen Modellgesetze würden sich im Modell annähernd die gleichen Abflüsse und Geschwindigkeiten ergeben.

Bei Anwendung des Modellgesetzes nach Reynolds muss überprüft werden, ob sich die Strömungsvorgänge ausreichend gut auf die Natur übertragen lassen. Dies ist dann der Fall, wenn sich Verlustbeiwerte ähnlicher Größenordnung ergeben. Die lokalen Verlustbeiwerte ζ stellen durch die geometrische Ähnlichkeit des Modells kein Problem dar. Für die Darstellung der Reibungsverlustbeiwerte λ sind diese in Abb. 2 für die maßgebenden Abflüsse im Moody-Diagramm aufgetragen. Sie sind von der Reynoldszahl Re der Strömung und der relativen Wandrauheit k/D_{hy} abhängig. Obwohl die Reynoldszahlen im Modell gut ein

Hundertstel kleiner als in der Natur ausfallen, liegen sie doch deutlich im turbulenten Bereich und ergeben ähnliche Reibungsverlustbeiwerte wie in der Natur.

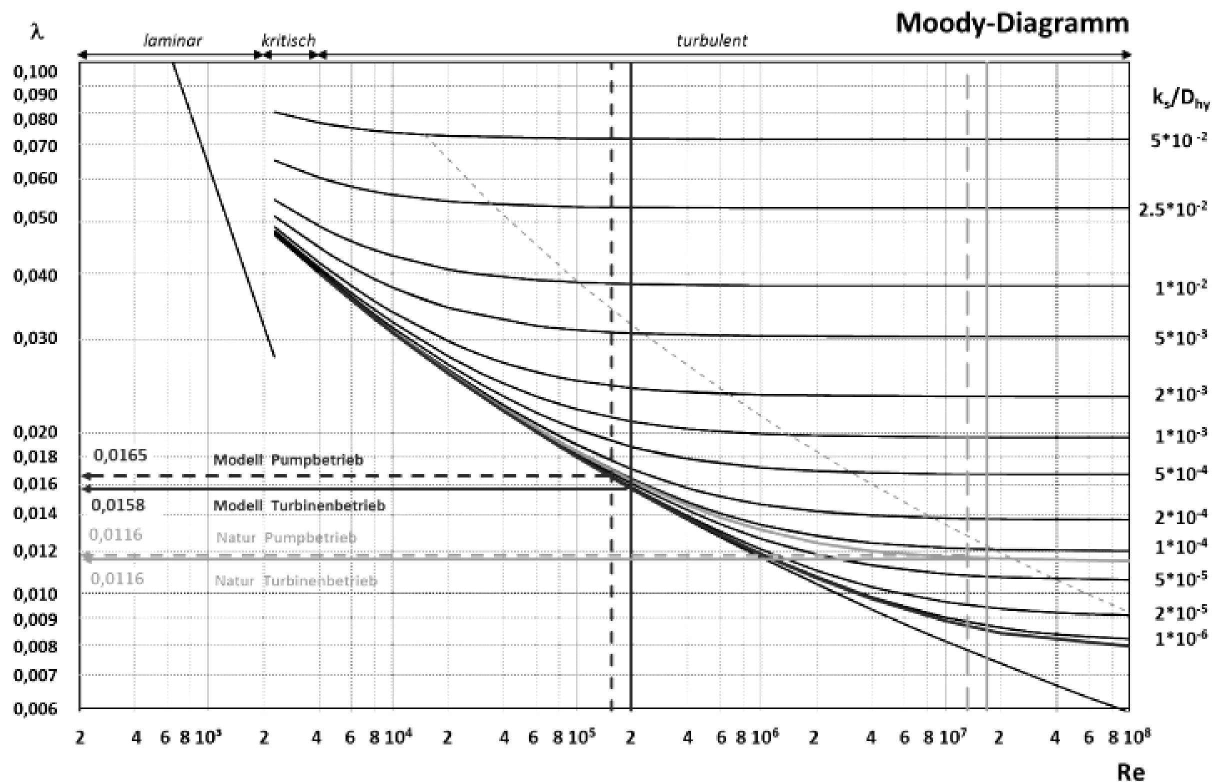


Abb. 2 Moody-Diagramm (hellgrau: Naturbereich; dunkelgrau: Modellbereich)

Das Reynoldsmodell kann somit angewendet werden, überschätzt im Modell jedoch geringfügig den Zähigkeits-einfluss und damit die hydraulischen Verluste.

2 Aufgabenstellung

An die hydraulische Funktionalität des Ein-/ Auslaufbauwerkes werden die folgenden Anforderungen gestellt:

- kein Lufteinzug (im Pumpbetrieb)
- Begrenzung der hydraulischen Verluste
- gleichmäßige Anströmung der Rechenfelder (insbesondere im Turbinenbetrieb)
- Begrenzung der lokalen Strömungsspitzen an der Sohlschwelle am Übergang zur Beckensohle (Affolderner See)

3 Messeinrichtung

Strömung im Bauwerk (LDA)

Die Strömungssituation innerhalb des Bauwerks wurde mit einem leistungsfähigen Laser Doppler Anemometer (LDA) aufgenommen, welches sehr genaue und berührungslose Messungen der Geschwindigkeitskomponenten erlaubt. Bei dem eingesetzten System handelt es sich um einen 1C-Sensorkopf, der eine Geschwindigkeitskomponente pro Messpunkt erfasst. Durch Verdrehen der Sonde um 90° wird eine zweite Geschwindigkeitskomponente senkrecht dazu aufgenommen, so dass 2-D Strömungsfelder

in verschiedenen Tiefen vermessen werden können. Der Laserkopf ist auf einer verfahrbaren 3-Achsen Traversiereinheit angebracht, auf der die Messpunkte manuell angefahren werden können. Gemessen wird durch die Plexiglasplatte des Diffusors (Abb. 3).

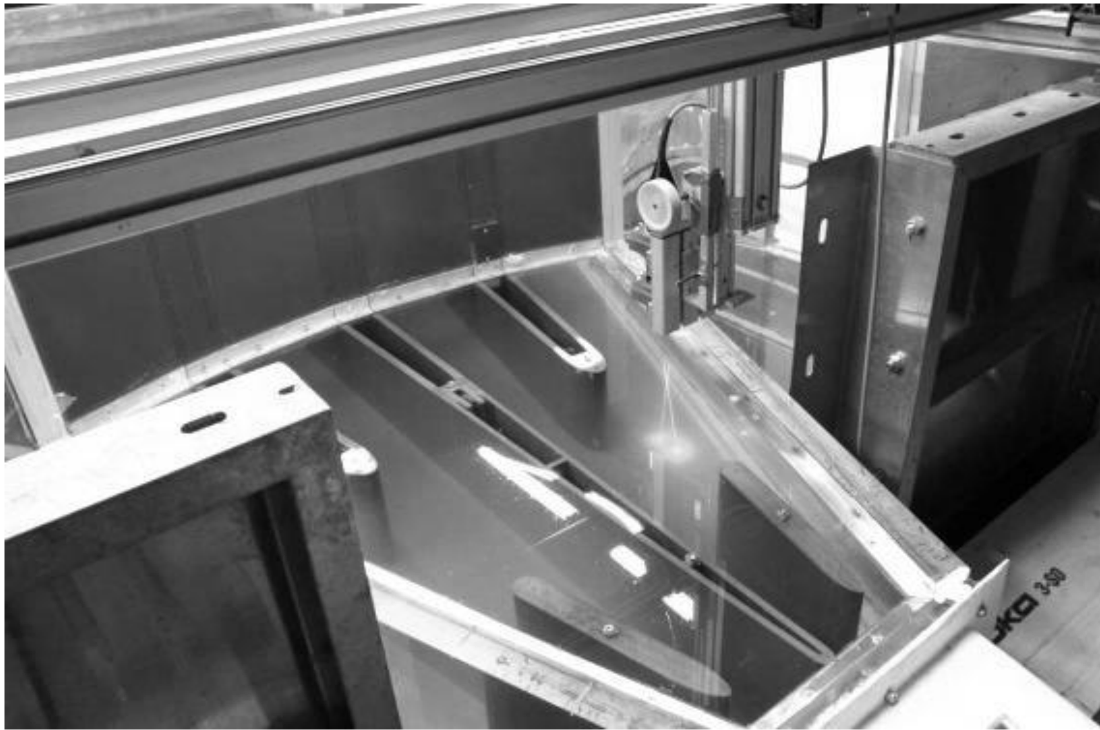


Abb. 3 LDA-Messung

Zum Ende der Messarbeiten bei der Erfassung des Planzustandes, fiel das LDA-System aufgrund eines schwerwiegenden Defekts für weitere Messungen aus. Die Strömungssituation im Bauwerk wurde ab diesem Zeitpunkt durch Zugabe von Tracern bewertet und in ihrer Auswirkung vor allem mittels der Vectrinomessungen durch die Analyse der Strömungssituation vor dem Bauwerk.

Strömung vor dem Bauwerk (Vectrino)

Die Erfassung der Fließgeschwindigkeiten im Unterbecken, wo Freispiegelabfluss besteht, erfolgte für alle Versuche mit einem Vectrino-Messgerät. Die Vectrino-Sonde nutzt den akustischen Dopplereffekt um die Geschwindigkeit in einem Messpunkt 3-dimensional zu ermitteln. Sie sendet einen kurzen Tonimpuls aus, empfängt das an Schwebepartikeln reflektierte Echo und misst die Änderung der Frequenz. Bei zu klarem Wasser nimmt die Signalstärke des Gerätes ab, der Trübegrad im Umlaufbetrieb des Labors wirkte sich hier günstig aus, so dass keine Partikel für die Messungen zugegeben werden mußten.

Der Vectrino wurde ebenfalls auf der Traversiereinheit befestigt, die sich bis über den Bereich vor dem Bauwerk erstreckt. So konnte das Geschwindigkeitsfeld im Trichter vor dem Bauwerk komplett vermessen werden.

Druckmessung

Die hydraulische Verlusthöhe lässt sich aus dem Druck- und Geschwindigkeitsverhältnis vor und hinter dem Bauwerk aus dem Energieerhaltungssatz nach Bernoulli berechnen. Zur Ermittlung der Parameter werden Druckmessungen im Unterwasserstollen durchgeführt.

Die Druckhöhe ist an Standpegelrohren (Piezometern) ablesbar. Die entsprechende Druckhöhe nach dem Bauwerk ergibt sich aus dem gegebenen Unterwasserstand. Die mittleren Geschwindigkeiten sind durch die gegebenen Abflüsse ebenfalls bekannt, wonach sich die Verlusthöhe ermitteln läßt.

4 Versuchsdurchführung

Untersucht wurden die maximalen Abflüsse im Pump- und Turbinenbetrieb jeweils bei Stau- und Absenkziel.

Die Außengeometrie des Ein-/Auslaufbauwerks wurde vom Auftraggeber vorgegeben. Im ersten Schritt wurden die im Bauwerk angeordneten Pfeiler- und Leitwände gemäß den Planungsunterlagen im Modell eingebaut und untersucht. Daraus ergab sich ein erheblicher Optimierungsbedarf, da die Strömung im Turbinenbetrieb der abrupten Aufweitung im Bauwerk nicht folgen konnte und fast ausschließlich die innenliegenden Rechenfelder mit hoher Geschwindigkeit angeströmt wurden. Die Diffusorwirkung des Bauwerks war damit nahezu unwirksam (Abb. 6 – d).

Abbildung 4 zeigt diese Strömungskonzentration in der Visualisierung exemplarisch für den Planzustand im Turbinenbetrieb bei Stauziel. Die Geschwindigkeit erreicht in den innenliegenden Rechenfeldern bis zu 1.6 m/s und ist somit viel zu hoch. Die außenliegenden Rechenfelder werden kaum angeströmt.

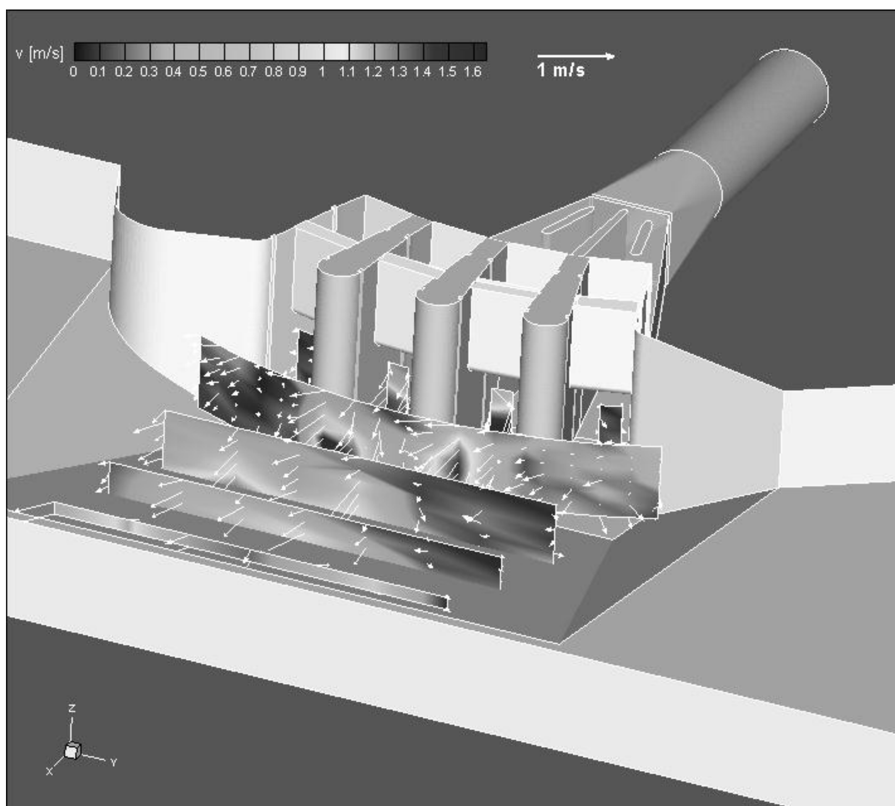


Abb. 4 Strömungsfeld vor dem Bauwerk bei Stauziel

Nach Vermessung des Planzustandes wurden verschiedenste Untersuchungsvariationen von Pfeiler- und Leitwänden eingebaut und untersucht. Am Ende ergaben sich zwei Ausführungsvorschläge, die die Anforderungen erfüllten.

5 Diffusoren

Ein Diffusor wandelt kinetische in potentielle Energie um. Durch stetige Querschnittsaufweitung wird der Abfluss bei gleichzeitig statischem Druckanstieg verlangsamt. Passiert das in einem idealen Diffusor, so treten dabei nur geringe Ablöseeffekte auf und der totale Druck bleibt annähernd konstant.

Der wichtigste Parameter für die Effektivität eines Diffusors ist das Verhältnis von Ein- und Austrittsquerschnitt zu seiner Länge, wodurch der Öffnungswinkel 2Θ bestimmt wird (Abb. 5).

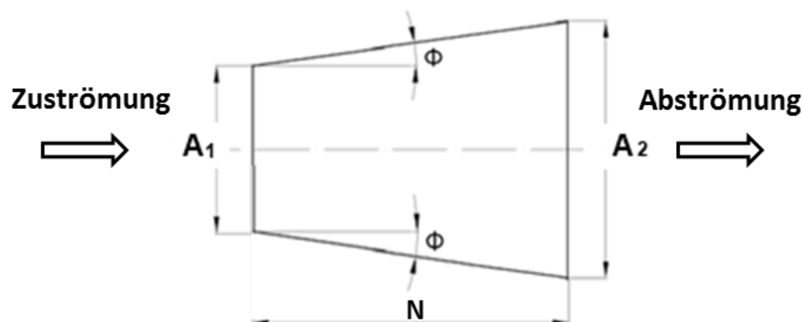
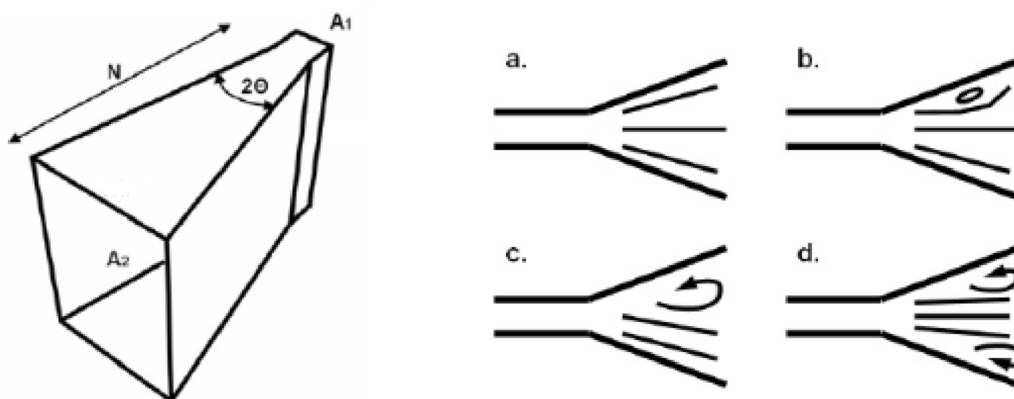


Abb. 5 Diffusorgeometrie

Die Strömung kann einer Querschnittsaufweitung nur bis zu einem bestimmten Aufweitungswinkel folgen. Wird dieser zu groß, löst sie sich ab. In Wandnähe, wo aufgrund der Haftbedingung die kleinste Geschwindigkeit vorliegt, führt der erhöhte Druckgradient dazu, dass die Geschwindigkeitsabnahme in den negativen Bereich führt und somit am Rand Rückströmung entsteht.

Die Strömungszustände in einem Diffusor hängen vom Öffnungswinkel 2Θ ab. Für einen rechteckigen Querschnitt konnten vier unterschiedliche Zustände erkannt werden. (Abb. 6).



a. Diffusorströmung ohne Ablösungen:

Die Strömung liegt an den Außenwänden an und folgt deren Aufweitung.

b. „large transitory stall“:

Es treten leichte Ablösungen auf, die nicht stationär an einer Stelle stehen.

c. „steady 2-dimensional stall“:

Es tritt eine stationäre Ablösung an einer Seitenwand des Diffusors auf. Die Strömung kann auf die andere Seite gelenkt werden und bleibt dann dort stationär.

d. Jetstrom:

Ein Strahl tritt aus dem Eintrittsquerschnitt aus ohne an den Diffusorseitenwänden anzuliegen. Der Diffusor hat keine Wirksamkeit.

Abb. 6 Strömungszustände in einem Diffusor mit rechteckigem Querschnitt und verschiedenen Öffnungs-winkeln [Renau (1967); Cockrell und Markland (1974)]

6 Optimierungsschritte

Der Öffnungswinkel des Ein-/Auslaufbauwerks stand bei dem Modellversuch fest und betrug 2Θ = 40°. Bei diesem Winkel lassen sich Ablösungen nicht vermeiden. Daher wurde versucht, die Strömungsausbreitung durch Form und Anordnung der Pfeiler- und Leitwände, unter Berücksichtigung geringer hydraulischer Verluste, soweit wie möglich zu unterstützen. Für das Ziel einer gleichmäßigen Rechenanströmung vor allem im Turbinenbetrieb gilt es bei gleich großen Rechenfeldern den Abfluss durch die Leitwände zu vierteln. Nach einigen Versuchsdurchläufen wurden zwei verschiedene Ansätze verfolgt. Aus diesen resultierten schließlich zwei Ausführungsvarianten, die dem Auftraggeber übergeben wurden.

Variante 1

Die Variante 1 besteht aus einer speziell platzierten Anordnung von drei langen Pfeilern, die sich bis zum Eintrittsquerschnitt des Diffusors erstrecken und das Ein-/Auslaufbauwerk somit in vier Einzeldiffusoren mit kleineren Öffnungswinkeln aufteilen (Abb. 7).

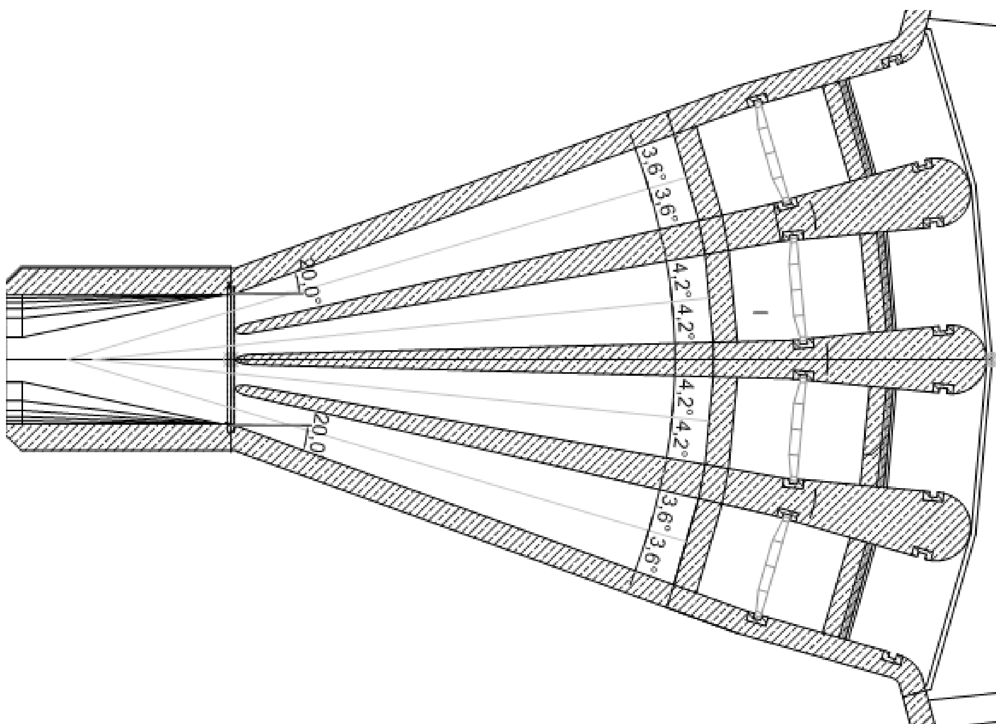


Abb. 7 Geometrie Variante 1

Der Abfluss wird dadurch in vier Teilabflüsse gleicher Größenordnung aufgeteilt. Bedingt durch das Geschwindigkeitsprofil im Rohr und der Tatsache, dass die Strömung zu den Außenfeldern hin eine größere Umlenkung erfährt als beim Eintritt in die Innenfelder, wurde der Einlaufbereich der Innenfeldern etwas kleiner ausgebildet als der der Außenfelder.

Die Strömung kann im Turbinenbetrieb den geringeren Teilaufweitungen mit erheblich reduzierten Ablöseerscheinungen folgen. Die Geschwindigkeitsverteilung in den einzelnen Rechenfeldern ist gleichmäßiger verteilt und somit bleiben hohe Geschwindigkeitsspitzen bei Abfluss in das Unterbecken aus und die Sohlerosionsgefahr wird minimiert. Zu beachten ist, dass das Geschwindigkeitsprofil bei höheren Reynoldszahlen in der Natur flacher ausfällt, da der höhere Turbulenzgrad eine stärkere Vergleichmäßigung der Strömung über den Fließquerschnitt bewirkt. Die Pfeilerabstände für eine gleichmäßige Abflussaufteilung wurden am Modell ermittelt. Sie funktionieren mit dem hier vorherrschenden Geschwindigkeitsprofil. Im Naturmaßstab sind die Geschwindigkeitsgradienten in den Randfeldern geringer, so dass die Öffnungsbreite der Randfelder im Modell geringfügig überschätzt wird.

Variante 2

Die Variante 2 verfolgt das Ziel, den Abfluss im Turbinenbetrieb zunächst am Mittelpfeiler auf zwei gleich große Teilabflüsse aufzuteilen und kurz danach diese an den Zwischenpfeilern nochmals zu halbieren, so dass danach analog zu Variante 1 vier gleich große Teilabflüsse in den vier Diffusorfeldern abfließen (Abb. 8).

Diese Vorgehensweise ist zumindest bei der ersten Aufteilung völlig unabhängig von Modellabflüssen, bzw. der kleineren Reynoldszahl des Modells. Auch wenn in der Natur eine größere Reynoldszahl vorhanden ist und das Geschwindigkeitsprofil im Diffusorzulauf somit etwas flacher ausfällt, spielt das bei der „Zerschneidung“ des Geschwindigkeitsprofils in der Mitte keine Rolle.

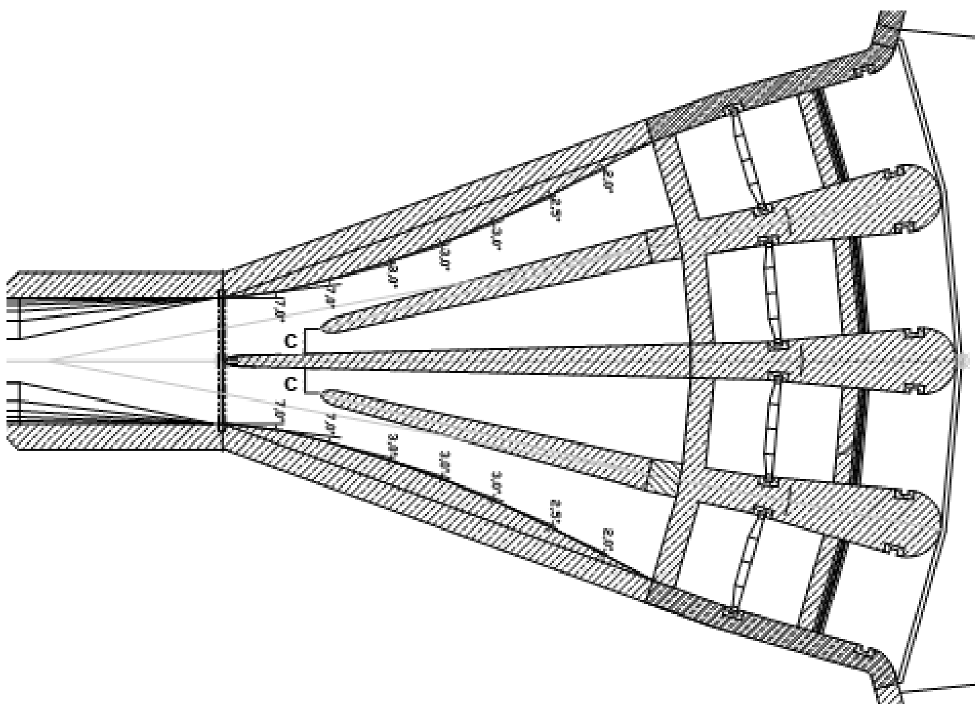


Abb. 8 Geometrie Variante 2

In beiden Diffusorhälften fließt somit der gleiche Abfluss. Für die zweite Aufteilung an den Zwischenpfeilern gilt dies so nicht mehr. Da das sich ausbildende Geschwindigkeitsprofil nach der ersten Aufteilung nicht bekannt ist, wurde die Öffnungsbreite c der Innenfelder im Modell durch Variationen ermittelt. Mit dieser Zwischenpfeilerposition konnte eine gleichmäßige Abflussaufteilung auf die vier Rechenfelder erzielt werden. Um die Strömung in den Außenfeldern möglichst ohne Ablösungen an den Außenwänden bis zum Rechenfeld zu führen, wurde ein Wandverlauf konzipiert, der einen allmählichen Übergang vom Eintrittsquerschnitt des Diffusors bis zum Austritt schafft.

Abbildung 9 zeigt exemplarisch einige Zwischeneinbauten, die im Resultat zur Geometrie der Variante 2 führten. Im linken Bild ist der erste Entwurfseinbau dargestellt, der sich in seiner Auswirkung jedoch kontraproduktiv zeigte. Er war nach hydraulischen Aspekten entworfen worden und versprach theoretisch eine gute Abflussaufteilung. Im Modell hingegen zeigte sich, dass nahezu der gesamte Abfluss in der Mitte abfloss und die Außenfelder kaum beaufschlagt wurden (die Markierungen stellen den Strömungsverlauf dar).

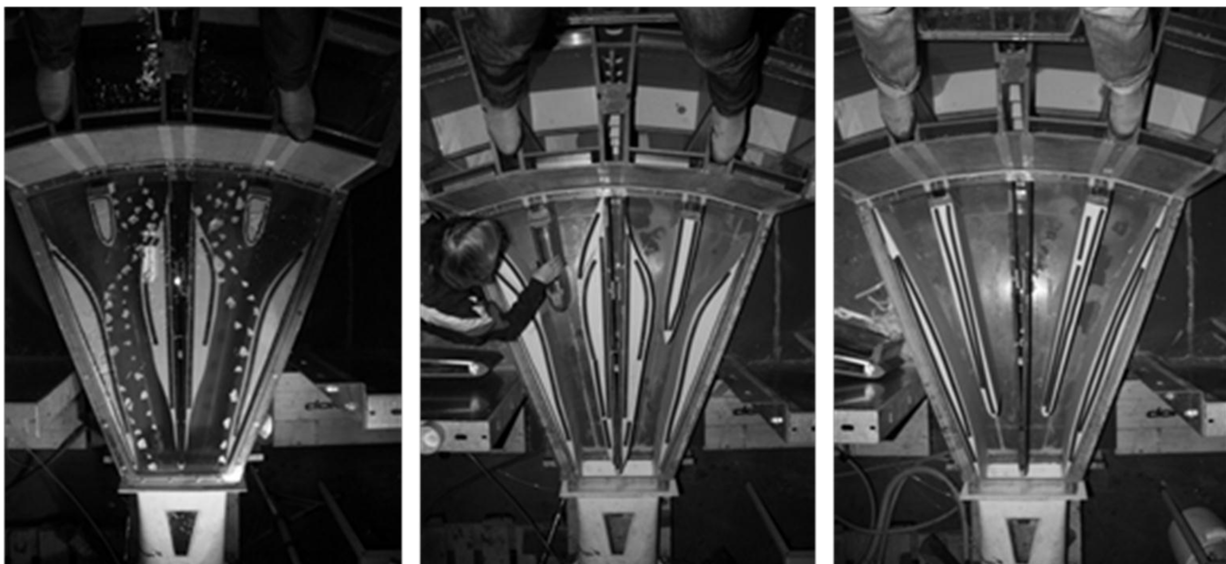


Abb. 9 Entwicklung zur Variante 2

Die Ablösezone am Mittelpfeiler lenkte die Strömung zu den Außenwänden, denen die Strömung solange folgte bis der Aufweitungswinkel am Ende so groß wurde, dass sie sich ablöste und die Seite zum Innenfeld hin wechselte. Dort traf die Strömung so schräg auf, dass sie ein Rezirkulationsgebiet in den innenliegenden Rechenfeldern bildete, die den nachströmenden Abfluss der Außenwände erst recht hinüberzog. Die Zwischenpfeiler waren indessen so kurz, dass sie nicht in die Strömung hineinragten und somit wirkungslos waren.

Eine wichtige Erkenntnis daraus war, dass die Aufteilung bei der vorgegebenen Außengeometrie mit dem sehr großen Öffnungswinkel von $2\Theta=40°$ möglichst weit vorn passieren muss, da sonst größere Ablösegebiete unvermeidbar sind.

Nach mehreren Optimierungsschritten stand am Ende die Variante 2, die alle Anforderungen im Turbinen- und Pumpbetrieb erfüllte.

Umsetzung für Waldeck 2+

Nach Abschluss des Modellversuchs entschied sich der Auftraggeber zur Umsetzung der Variante 1 für das Ein-/ Auslaufbauwerk der Pumpspeicheranlage und legte diese im Genehmigungsverfahren vor. Ausschlaggebend war vor allem die einfachere Ausführung der Pfeilerwände, die mit ihren geraden Wandverläufen einen weitaus geringeren Schalungsaufwand beim Betonieren bedeuten als bei Variante 2.

Literatur

[01] Versuchsbericht 1105WAL2a, Arbeitsbereich Wasserbau, Universität Innsbruck, 2012

Anschrift des Verfassers

Valerie Neisch
Arbeitsbereich Wasserbau, Institut für Infrastruktur
Universität Innsbruck
Technikerstraße 13
A-6020 Innsbruck
E-mail: valerie.neisch@uibk.ac.at

Schwebstoff- und Verschleiss-Monitoring an Wasserkraft-Hochdruckanlagen: Laborversuche zu Partikelmessmethoden und Vorbereitung der Fallstudie Fieschertal

David Felix, Ismail Albayrak und Robert Boes

Zusammenfassung

Bei Wasserkraftwerken, insbesondere bei Hoch- und Mitteldruckanlagen, kann der Hydroabrasiv-Verschleiss an Turbinen und Stahlwasserbauteilen infolge schwebstoffhaltigen Triebwassers erhebliche Betriebskosten und Ertragseinbussen verursachen. Für einen wirtschaftlich optimierten Anlageentwurf und -betrieb besteht Bedarf an weiteren Bemessungsgrundlagen und an anwendungstauglichen Messverfahren.

Im Rahmen eines interdisziplinären Forschungsprojekts soll an einer bestehenden Hochdruck-Wasserkraftanlage (Kraftwerk Fieschertal, im Wallis, Schweiz), die über keinen Stausee verfügt, die Schwebstoffführung des Triebwassers (Konzentration und Partikelgrößenverteilung) mittels neuartiger Messtechnik kontinuierlich erfasst werden. Die Schädigung der Peltonturbine, d.h. der Materialabtrag an den Bechern und Düsennadeln, wird durch mehrere Inspektionen dokumentiert und mit der Einwirkung, d. h. der Schwebstoffführung des Triebwassers, korreliert, um Berechnungsansätze zur Prognose des Hydroabrasiv-Verschleisses und der Wirkungsgradabnahme zu überprüfen und zu erweitern.

Im Projekt werden verschiedene optische und akustische Messsysteme, die zur kontinuierlichen Überwachung des Schwebstoffaufkommens in Echtzeit eingesetzt werden können, untersucht und verglichen: *in-situ* Laserdiffraktometrie und Trübungs- bzw. Streulichtsonden sowie die Amplitudendämpfung von Ultraschallsignalen, wie sie bei akustischen Durchflussmessungen eingesetzt werden.

Der vorliegende Artikel beschreibt den ersten Teil eines mehrjährigen Forschungsprojekts, welches im August 2011 gestartet wurde. Zunächst werden die Problemstellung, das gewählte Vorgehen, die zu untersuchende Wasserkraftanlage und die gewählten Methoden zur Erfassung des Schwebstoffaufkommens beschrieben. Anschliessend wird auf die Versuche im hydraulischen Labor eingegangen, in welchen die Messeinrichtungen in einem Tank mit verschiedenen Wasser-Schwebstoff-Gemischen untersucht und kalibriert werden.

1 Einleitung

Sedimente an Wasserkraftanlagen und Verschleiss

Fliessgewässer können je nach Jahreszeit und Abfluss beträchtliche Mengen an Geschiebe und Schwebstoffen mit sich führen. Abb. 1 zeigt ein Beispiel eines stark geschiebe- und schwebstoffführenden Bergflusses. Für einen nachhaltigen Betrieb von Wasserkraftanlagen stellt der Umgang mit Feststoffen eine Herausforderung dar. Angesichts des im Alpenraum beobachteten Gletscherrückzugs gewinnt diese Thematik an Bedeutung, da zukünftig mehr (Fein-)Sedimente zu erwarten sind.



Abb. 1 Mündung des Wysswassers (von links im Bild) in die Rhone bei Fiesch (August 2010, Bild: VAW).

Bei Wasserkraftanlagen können die im Triebwasser enthaltenen mineralischen Partikel bei Fallhöhen von mehreren Hundert Metern und bei einem grossen Anteil harter kantiger Partikel (z.B. Quarz) zu beträchtlichen Abnutzungserscheinungen an den wasserführenden Bauteilen, besonders an den hydraulischen Maschinen (Turbinen und Pumpen) führen (z. B. Gummer 2009).

In Abb. 2 sind mineralische Partikel dargestellt, die welche in einem klassischen Sandfang nicht ausgeschieden werden und folglich mit dem Triebwasser die Turbine passieren und zu Hydroabrasiv-Verschliess führen. Abb. 3 zeigt ein Beispiel von Schäden an einem unbeschichteten Peltonlaufrad infolge Hydroabrasiv-Verschleiss.

Der Verschleiss an Turbinen kann erhebliche Betriebskosten (Revisionsarbeiten, Ersatzanschaffungen) und Ertragseinbussen (Minderproduktion infolge Wirkungsgradabnahme und Betriebsunterbruch während Revisionen) verursachen.

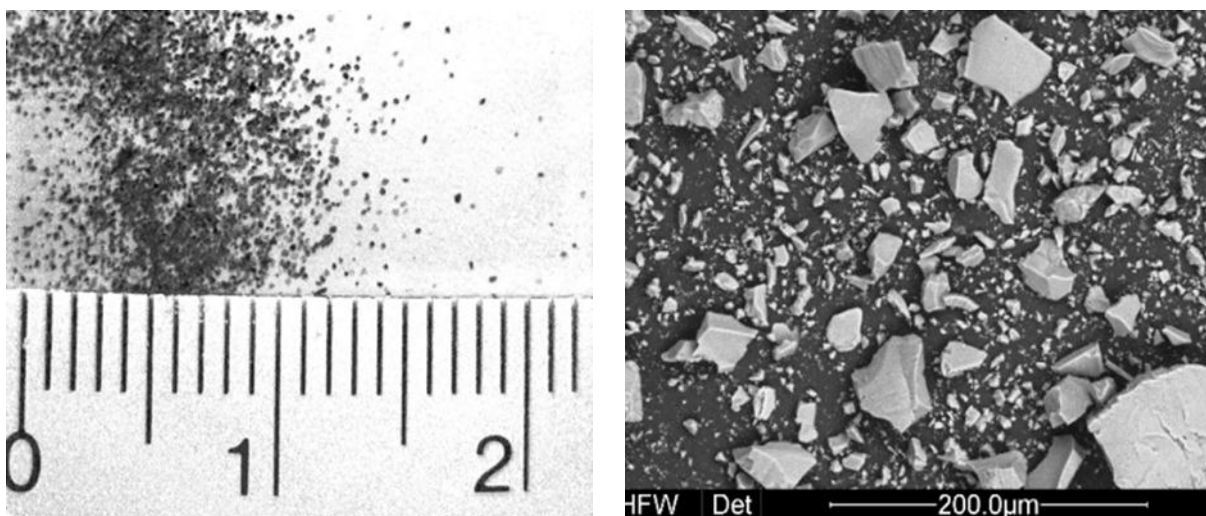


Abb. 2 Feinsand (links) sowie Quarzmehl unter dem Elektronenmikroskop (Bilder: VAW).

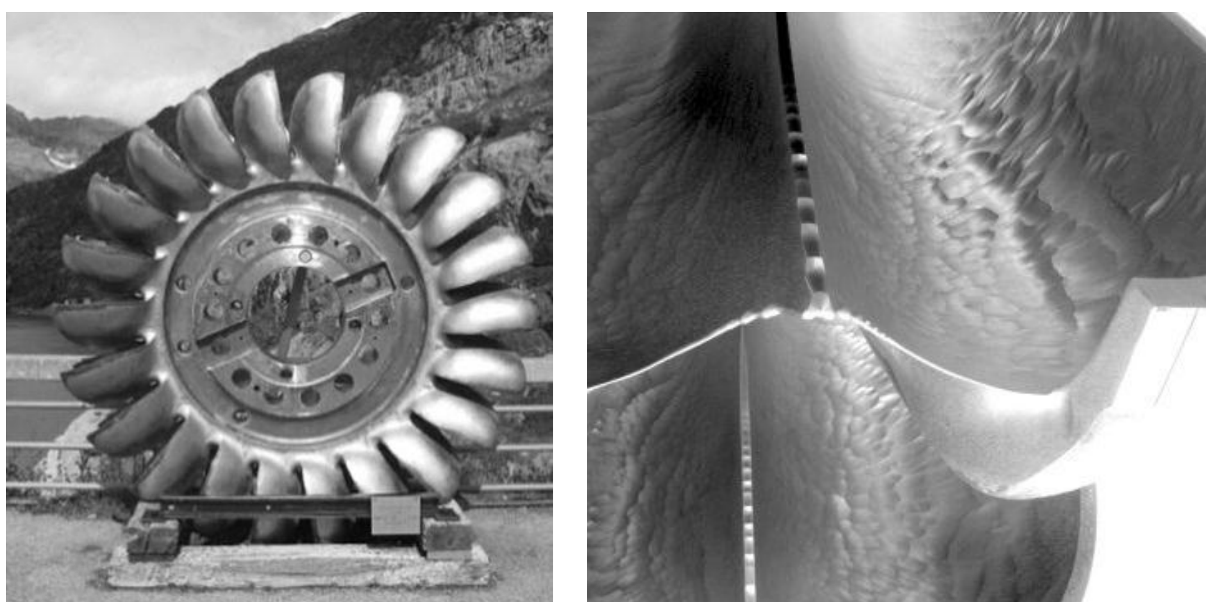


Abb. 3 Peltonturbine (links) und Schäden an den Bechern des Laufrads (Ausstellungsobjekt bei der Staumauer Emosson, Wallis, Schweiz; Bilder: VAW).

Bei Wasserspeichern können fortschreitende Sedimentablagerungen zu einer Reduktion des Nutzvolumens oder zur Beeinträchtigung der Betriebssicherheit führen. Massnahmen gegen die Speicherverlandung sind nicht Gegenstand dieses Artikels, es besteht jedoch eine Querverbindung: Heutzutage wird auch das gezielte Abführen von Feinsedimenten aus Stauseen über den Triebwasserweg (Jenzer Althaus 2011) vermehrt geprüft, wobei das Ausmass der je nach Fallhöhe, Partikelgrösse und Gesteinshärte zu erwartenden Hydroabrasiv-Verschleissschäden für die wirtschaftliche Abwägung von Interesse ist.

Gegenmaßnahmen

Bei Triebwassersystemen von Hoch- und Mitteldruckwasserkraftanlagen, welche keinen Stausee aufweisen (Laufkraftwerke), wird nach Möglichkeit grobes Geschiebe (in der Regel Steine und Kies) an der Fassung oder in Entkiesern abgewiesen, während Sand (über 0.3 bis 0.5 mm) in Entsandungsanlagen ausgeschieden und in das Gewässer zurück gespült

wird. Aus wirtschaftlichen und praktischen Gründen ist eine vollständige Entfernung der im Triebwasser enthaltenen mineralischen Partikel jedoch nicht möglich.

Mit hartmetallischen, keramischen oder polymeren Beschichtungen von Turbinen kann die Einsatzzeit von Laufrädern in gewissem Masse verlängert werden. Von der Werkstofftechnologie her lässt sich allerdings der Abrasionswiderstand von Turbinen nicht beliebig steigern.

Da die Schwebstoffführung zeitlich meist sehr variabel ist, kann es wirtschaftlich sein - falls von den übergeordneten Bedingungen her möglich, das Turbinieren während kurzzeitig auftretenden Konzentrationsspitzen, beispielsweise nach einem Sommergewitter, vorübergehend für wenige Stunden einzustellen.

Forschungsbedarf und Zielsetzung

Bei zahlreichen bestehenden Hochdruck-Wasserkraftanlagen ist das Problem des Hydroabrasiv-Verschleisses qualitativ bekannt und es bestehen gewisse Berechnungsansätze zur Abschätzung des Materialabtrags (z.B. in DWA 2006). Da über die Schwebstoff-Führung des Triebwassers in der Regel jedoch kaum detaillierte Informationen zur Verfügung stehen, fällt es schwer, den Hydroabrasiv-Verschleiss zu prognostizieren und eine bezüglich Verschleiss optimierte Betriebs- und Unterhaltsweise zu finden. Weiter besteht Bedarf an Messsystemen, die für den Einsatz an Wasserkraftanlagen geeignet sind (z. B. Bishwakarma & Stole 2008).

Bei Neubauprojekten besteht auch ein Interesse an verbesserten Bemessungsgrundlagen für einen bezüglich Sedimentmanagement und Hydroabrasiv-Verschleiss wirtschaftlich optimierten Anlagenentwurf und -betrieb.

Das von der VAW der ETH Zürich initiierte und nachfolgend beschriebene Forschungsprojekt soll einen Beitrag zur Verbesserung der Kenntnisse betreffend des Schwebstoffaufkommens, der Schwebstoffmessung und des Hydroabrasiv-Verschleisses leisten.

2 Beschreibung des Forschungsprojekts

Methode und Projektbeteiligte

Der Schwerpunkt der Untersuchung liegt auf einer Prototypstudie an einer bestehenden Hochdruckwasserkraftanlage. Vorgängig werden im hydraulischen Labor Versuche zu optischen und akustischen Partikelmessmethoden durchgeführt.

Folgende Hochschul- und Industriepartner wirken an diesem interdisziplinären Forschungsprojekt mit:

- Hochschule Luzern, Kompetenzzentrum für Fluidmechanik und Hydromaschinen
- Kraftwerksbetreiber (Gommerkraftwerke AG)
- Engineering-Abteilung des Kraftwerksmiteigentümers (BKW FMB Energie AG, Bern)
- Turbinenhersteller (Andritz Hydro, Kriens/Luzern)
- Hersteller von akustischen Durchflussmessungen (Rittmeyer AG, CH-Baar)

- Trübungsmessgeräte Sigrist Photometer, CH-Ennetbürgen
- Laboranalysen von Schwebstoffproben: Institut für Geotechnik, ETH Zürich

Im Folgenden wird ein erster Teil des Forschungsprojekts, welches im August 2011 gestartet wurde und über mehrere Jahre laufen wird, beschrieben.

Beschreibung der Prototyp-Wasserkraftanlage

Als geeignete Wasserkraftanlage für dieses Forschungsprojekt konnte das Kraftwerk Fieschertal (im Kanton Wallis, Schweiz) identifiziert werden. Es handelt sich um eine Hochdruckwasserkraftanlage mit Fallrechenfassung, deren Einzugsgebiet stark vergletschert ist.

Nach der Fassung folgen ein unterirdischer Entkieser, ein Entsander und ein 2 km langer Freispiegelstollen (Abb. 4), der in Zeiten ohne Volllastbetrieb als Tagesspeicher eingesetzt wird. Vom Freispiegelstollen gelangt das Triebwasser durch eine erdverlegte Druckleitung zum Maschinenhaus beim Dorf Fieschertal, von wo das Triebwasser in den Vorfluter, das Wysswasser, zurückfliesst. Das Kraftwerk Fieschertal weist folgende technische Daten auf:

- Bruttofallhöhe 520 m
- Ausbauwassermenge 15 m^3/s
- Turbinen: 2 horizontalachsige, zweidüsige Pelton
- Nennleistung 2 x 32 MW = 64 MW

Es sind Laufräder mit Wolframkarbid-Beschichtung im Einsatz. Die mittlere Schwebstoffkonzentration am Kraftwerk Fieschertal wird bei weniger als 1 g/l erwartet. Es wurden aber schon Spitzen bis 90 g/l gemessen.

Untersuchungsprogramm

An der Kraftwerksanlage sind folgende Erhebungen vorgesehen:

- kontinuierliche Erfassung der Schwebstoffführung des Triebwassers bei der Fassung, beim Einlauf in die Druckleitung und in den Unterwasserkanälen der beiden Maschinen (Messmethoden und Messeinrichtungen gemäss folgendem Abschnitt)
- periodische Inspektion bzw. Vermessung der Laufräder und Düsen bzw. deren Beschichtungen an beiden Maschinen
- periodische Messung des Wirkungsgrads der beiden Maschinen (Index-Wirkungsgrad)

Die Messungen an der Kraftwerksanlage sind hauptsächlich in zwei Schwebstoffsaisons, d.h. in den Sommermonaten der Jahre 2012 und 2013, geplant.

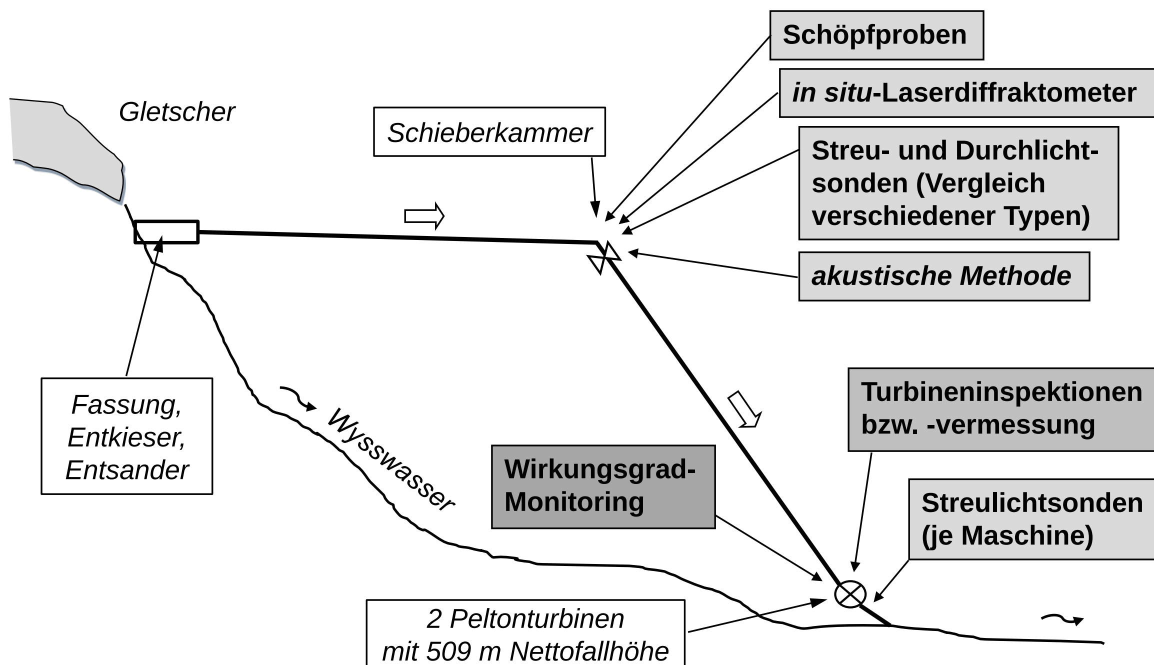


Abb. 4 Schematisches Längsprofil der Kraftwerksanlage Fieschertal mit Darstellung der vorgesehenen Untersuchungen

3 Schwebstoff-Monitoring

Streulicht- und Durchlichtsonden

Zur Überwachung von Flüssigkeiten bzw. Suspensionen in industriellen Prozessen, in der Trinkwasserversorgung, in der Abwassertechnik oder an einigen Abflussmessstationen an Fliessgewässern werden „Trübungssonden" eingesetzt. Bei diesen wird die Absorption und/oder die Streuung von Licht, typischerweise im nahen Infrarotbereich (NIR), nach dem Durchgang durch das Messmedium gemessen.

Beim Einsatz von Trübungssonden zur Bestimmung der Massenkonzentration von Feststoff-Partikeln in einer Flüssigkeit ist ein Zusammenhang (Kalibrierung) zwischen dem in optischen Einheiten gemessenen Wert (in der Regel mit der Einheit FNU) und der Massenkonzentration zu finden. Eine solche Kalibrierung kann im Labor für eine bestimmte Partikelart und für einen bestimmten Messbereich ermittelt werden.

Wenn nun aber, wie in der vorliegenden Anwendung, die Partikelzusammensetzung zeitlich veränderlich ist, kann die Umrechnung mit erheblichen Unsicherheiten behaftet sein. Einflussfaktoren für die Kalibrierung sind: Partikelgrösse, Partikelform und Partikelfarbe (und andere optische Eigenschaften).

In den Vorversuchen im hydraulischen Labor werden die in Tab. 1 aufgeführten Trübungsmessgeräte untersucht. Es ist vorgesehen, anschliessend eine Auswahl von Trübungssonden im zu untersuchenden Kraftwerk zu installieren.

Tab. 1 Untersuchte Trübungsmessgeräte

Messgerät	Hersteller	Einbauart
Solitax ts-line sc	Hach-Lange	eingetaucht
Turbimax W CUS41	Endress-Hauser	eingetaucht
TurbiScat (90° und 25°)	Sigrist Photometer	im Strang (unter Druck)
TF16-N mit Messzelle F20	Optek Danulat	im Strang (unter Druck)
AquaScat	Sigrist Photometer	im Strang (Freifall)

In-situ Laserdiffraktometrie und -transmissiometrie

Da die Grösse von mineralischen Partikeln für den Hydroabrasiv-Verschleiss eine entscheidende Grösse ist und zeitlich stark variieren kann, ist für den Einsatz an Wasserkraftanlagen ein Messgerät gefragt, welches nebst der Schwebstoffkonzentration auch die Partikelgrössenverteilung kontinuierlich erfassen kann.

Dies ist mit Geräten möglich, welche auf dem Messprinzip der Laserbeugung (Diffraktion) beruhen. Bis vor einigen Jahren wurden solche Geräte ausschliesslich im Labor eingesetzt. Nun sind tragbare Laserbeugungs-Geräte verfügbar, welche auch für Feldstudien eingesetzt werden können (Agrawal et al. 2011, Boes 2009). Von den derzeit angebotenen Geräten (Sequoia Scientific 2010), wurde das vielseitig einsetzbare Modell *LISST-100X*, Typ C, ausgewählt.

Ein Laserstrahl verläuft in der Längsachse des Geräts (Abb. 5): Der Laserstahl tritt aus der Optik im Messkopf (L) durch die zu untersuchende Suspension (Pfeil in Abbildung 5) in die Optik (R) im Hauptteil des Instruments, wo die Intensität des unter verschiedenen, kleinen Winkeln gestreuten Laserstrahls auf 32 ringförmigen Detektoren (D) aufgenommen wird. Weiter wird die Intensität des nicht gestreuten Laserstrahls, d.h. die Transmission registriert (P). Mittels einer mathematischen Umkehrung (Inversion) werden die Volumenkonzentrationen in 32 logarithmisch verteilten Partikelgrössenklassen berechnet. Mit einer anzunehmenden Sedimentdichte kann die totale Massenkonzentration berechnet werden. Das Messgerät bzw. die Software erlauben, jede Sekunde eine Partikelgrössenverteilung zu bestimmen.

Mit diesem Gerät können Partikelgrössen zwischen 2.5 und 500 Mikrometer erfasst werden, vorausgesetzt, dass die Suspension nicht zu trübe ist bzw. eine zu hohe Partikelkonzentration aufweist. Um den Bereich messbarer Konzentrationen zu vergrössern, wurde die optische Pfadlänge, d.h. die Strecke, auf welcher der Laserstrahl durch die Suspension geführt wird, mittels eines einsetzbaren Glaskörpers von standardmässig 50 mm auf 5 mm verkürzt.

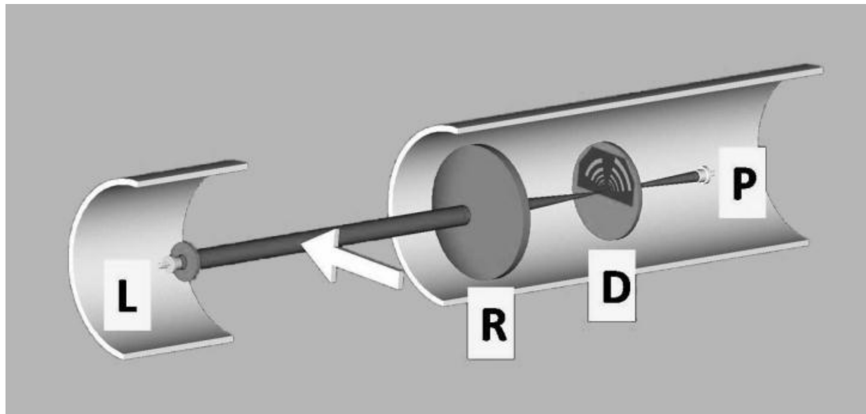


Abb. 5 Schematische Darstellung des Messprinzips des in-situ Laser-Diffraktometers (Sequoia 2010)

Akustische Messungen

Bei zahlreichen Wasserkraftanlagen wird der Durchfluss im Triebwassersystem laufend mittels Fliessgeschwindigkeitsmessungen berechnet, welche auf dem akustischen Laufzeitverfahren beruhen. Dabei wird beispielsweise zwischen baugleichen *Transducern*, die abwechslungsweise als Sender oder Empfänger dienen, ein Ultraschallpuls einmal in Fliessrichtung und einmal gegen die Fliessrichtung durch die Strömung gesendet, womit die Laufzeitdifferenz bestimmt wird. Diese wird in eine über den Pfad gemittelte Strömungsgeschwindigkeit umgerechnet.

Bei solchen akustischen Durchflussmessungen können mineralische Partikel im Wasser die Messung beeinflussen (Costa et al. 2010) oder bei hohen Konzentrationen unter Umständen verunmöglichen.

Es soll nun versucht werden, die zusätzliche Amplitudendämpfung des Ultraschallsignals infolge von mineralischen Partikeln für das Schwebstoff-Monitoring zu nutzen. Dabei ist eine Schwierigkeit, dass es verschiedene Kombinationen von Partikelgrössen und Konzentrationen gibt, welche die gleiche Dämpfung zur Folge haben. Wird ein bestimmter Partikeldurchmesser vorausgesetzt, kann eine Konzentration berechnet werden. Eine solche Annahme ist jedoch für die Anwendung im Bereich des Monitorings von Schwebstoffen ungeeignet, da Partikelgrössen *und* Konzentrationen überwacht werden sollen.

Akustische Methoden, welche mit mehreren Frequenzen arbeiten, haben das Potenzial, Informationen bezüglich Partikelgrössen zu liefern. Es wird nun geprüft, wie sich Ultraschallmessungen mit mehr als einer Frequenz im Zusammenhang mit bei Kraftwerken üblichen akustischen Durchflussmessungen realisieren lassen.

Wasserproben und Laboranalysen

Die Messgeräte sind durch Einzelproben, die im Labor bezüglich Schwebstoffkonzentration und Partikelgrössenverteilung untersucht werden, zu überprüfen.

Da bei der Prototyp-Untersuchung Schwebstoffproben bei hoher Schwebstoffführung besonders interessieren und keine dauernde Personalpräsenz bei der Fassung und in der Schieberkammer möglich ist, werden automatische Wasserprobenehmer installiert. Die Probennehmer werden so programmiert, dass in regelmässigen Intervallen und beim Über-

schreiten gewisser Trübungswerte Proben abgefüllt werden. So können auch während Phasen, in welchen das Schwebstoffaufkommen den Messbereich der Messgeräte überschreitet, Informationen über die Schwebstoffführung gewonnen werden.

Das Material von Schöpfproben wird für weitere Laboruntersuchungen verwendet: Bestimmung der mineralogischen Zusammensetzung (Gehalt an harten Mineralien mit Mohshärten ≥ 6, d.h. hier Quarz und Feldspat) und der Kornform.

4 Versuche im hydraulischen Labor

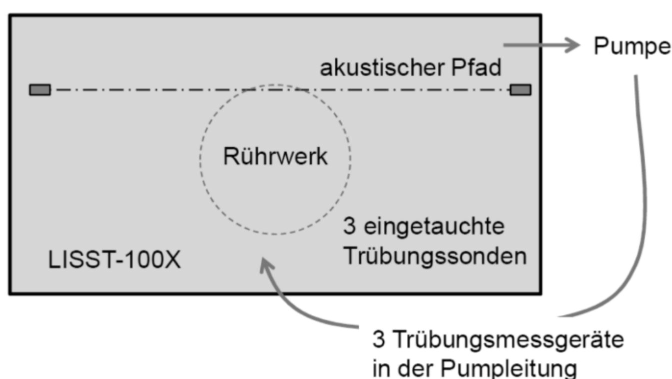
Zielsetzung

Vor dem Einsatz am zu untersuchenden Kraftwerk sollen die optischen und akustischen Messverfahren unter kontrollierten Bedingungen im hydraulischen Labor untersucht werden, um Kalibrierungen, Einsatzgrenzen und Messunsicherheit der Messgeräte in unterschiedlichen Suspensionen festzustellen. Gegenüber früheren Untersuchungen (z. B. Bittner 2008) soll hier auf den Einsatz eines in-situ Laserdiffraktometers *LISST-100X* in Verbindung mit Partikelsorten, die bezogen auf die Prototypstudie gewählt wurden, eingegangen werden.

Versuchseinrichtung und Methode

An der Hochschule Luzern, am Kompetenzzentrum für Fluidmechanik und Hydromaschinen in Horw, besteht eine Versuchseinrichtung, an welcher Versuche zu Partikelmessmethoden durchgeführt werden. In einem Tank mit Rührwerk (Abb. 6) werden unterschiedliche Partikelsorten mit Wasser gemischt. Der Tank hat eine Länge von 2.12 m und eine Breite von 1.13 m. Bei einer Füllhöhe von 0.5 m ergibt sich ein Volumen von 1.2 m^3.

Grundriss:



Längsschnitt:

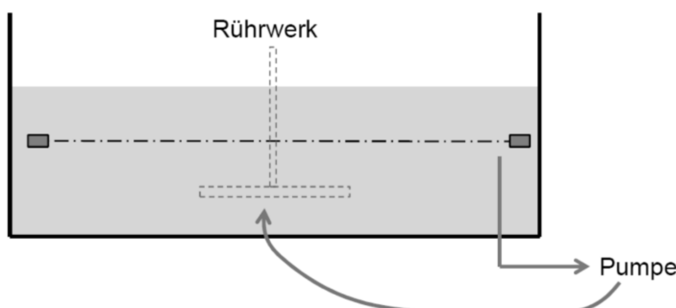


Abb. 6 Mischtank mit optischen und akustischen Messgeräten für Schwebstoffmessungen.

Ausgehend von einer „Nullmessung“ in Trinkwasser wird für jede Partikelsorte die Konzentration stufenweise gesteigert und mit allen am Mischtank installierten Geräten werden jeweils Messungen durchgeführt. Die Konzentration der Suspensionen wird nach Möglichkeit bis zum Erreichen der Messbereichsgrenzen der einzelnen Instrumente gesteigert.

Verwendete mineralische Partikel

Von früheren Untersuchungen am Kraftwerk Fieschertal ist bekannt, dass die dortigen Schwebstoffe zur Hauptsache aus Quarz, Feldspat und Glimmer bestehen, also den Hauptbestandteilen von Granitgestein.

Für die Schwebstoff-Messversuche im hydraulischen Labor wurden mineralische Partikel gesucht, welche mit den Schwebstoffpartikeln in der Natur vergleichbar und von industriellen Anwendungen her kommerziell erhältlich sind. Es wurden auch kugelförmige Partikel (Sandstrahlmittel aus Glas) in das Versuchsprogramm aufgenommen, da diese idealen Partikel oft den Messsystemen bzw. den Auswertungsalgorithmen zugrunde gelegt werden.

Aus dem Unterwasser der Turbinen des Kraftwerks Fieschertal, genauer gesagt aus dem Pumpensumpf des Turbinenkühlsystems, wurden während Revisionsarbeiten einige Eimer der abgelagerten Feinsedimente für die Laborversuche entnommen.

Von den im hydraulischen Labor verwendeten mineralischen Partikeln sind die Partikelgrössenverteilungen in Abb. 7 dargestellt. Diese wurden am Institut für Geotechnik der ETH Zürich mit dem stationären Laserdiffraktometer *Horiba* gemessen und als Referenz verwendet.

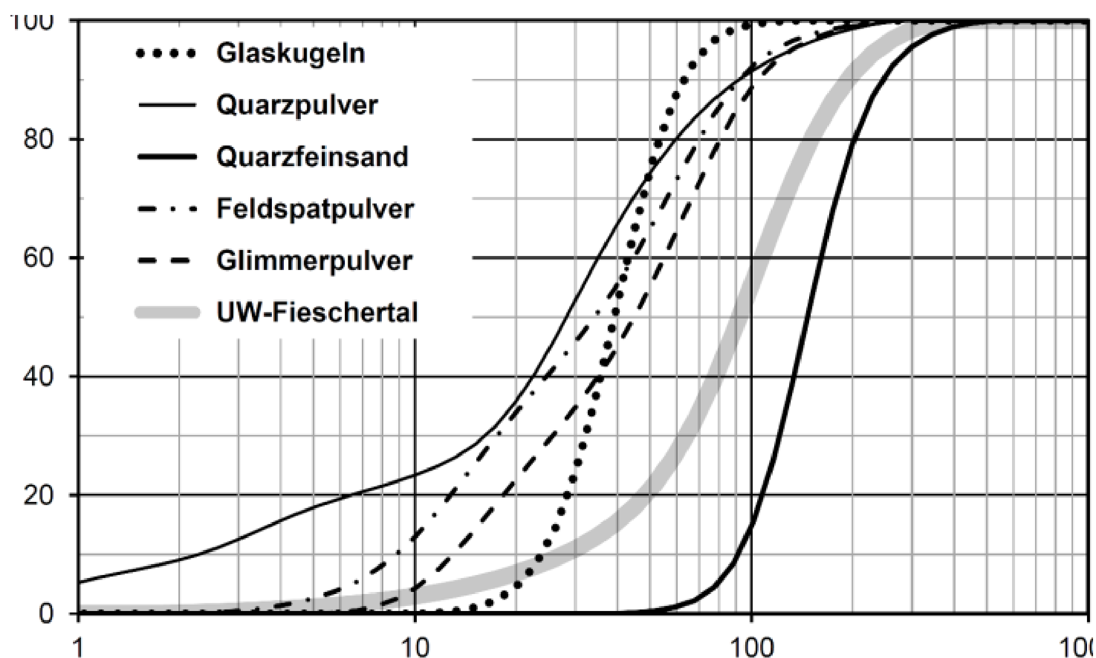


Abb. 7 Korngrössenverteilungen der untersuchten Partikel (mit Labor-Laserdiffraktometer gemessen)

Erste Versuchsresultate

Beispiele erster Resultate der Laborversuche sind in Abb. 8 und Abb. 9 dargestellt.

In Abb. 8 sind Partikelgrössenverteilungen von Quarzfeinsand, welche mit dem in-situ Laserdiffraktometer (*LISST-100X*) im Mischtank bei einer Schwebstoffkonzentration von 1 g/l gemessen und unter Annahme einer runden Kornform mithilfe der zughörigen Software berechnet wurden, in schwarz dargestellt. Aufgrund der turbulenten Verhältnisse im Mischtank mit Rührwerk variieren die gemessenen Kornverteilungen. Die dünnen Linien zeigen die Bandbreite von 100 Kornverteilungen, die mit einer Frequenz von 1 Hz gemessen wurden; die dicke schwarze Linie zeigt deren Mittelwert. Zum Vergleich ist die Referenzmessung (graue gestrichelte Linie) dargestellt. Der Mittelwert stimmt – vor allem im Bereich kleiner als etwa 120 µm – gut mit der Referenzmessung überein. Die Streuung ist bei kleineren Partikeln geringer.

In Abb. 9 ist eine erste Auswahl von in den Laborversuchen bestimmten Kalibrierkurven am Beispiel von Quarzfeinsand dargestellt. Die mit unterschiedlichen Geräten gemessenen Trübungswerte wurden in Funktion der Schwebstoffkonzentration aufgetragen, welche mit dem in-situ-Laserdiffraktometer (*LISST-100X)* gemessen wurde. Es wurde wieder mit einer Frequenz von 1 Hz gemessen und die Mittelwerte über jeweils 100 Werte gebildet. Die Schwebstoffkonzentrationen, welche mit dem LISST gemessen wurden, wurden mit Schöpfproben (Ofentrocknung) validiert. Der Zusammenhang zwischen Schwebstoffkonzentration und Trübung ist wie erwartet nahezu linear. Für die verschiedenen Sonden sind gerätespezifische Kalibrierkurven zu verwenden.

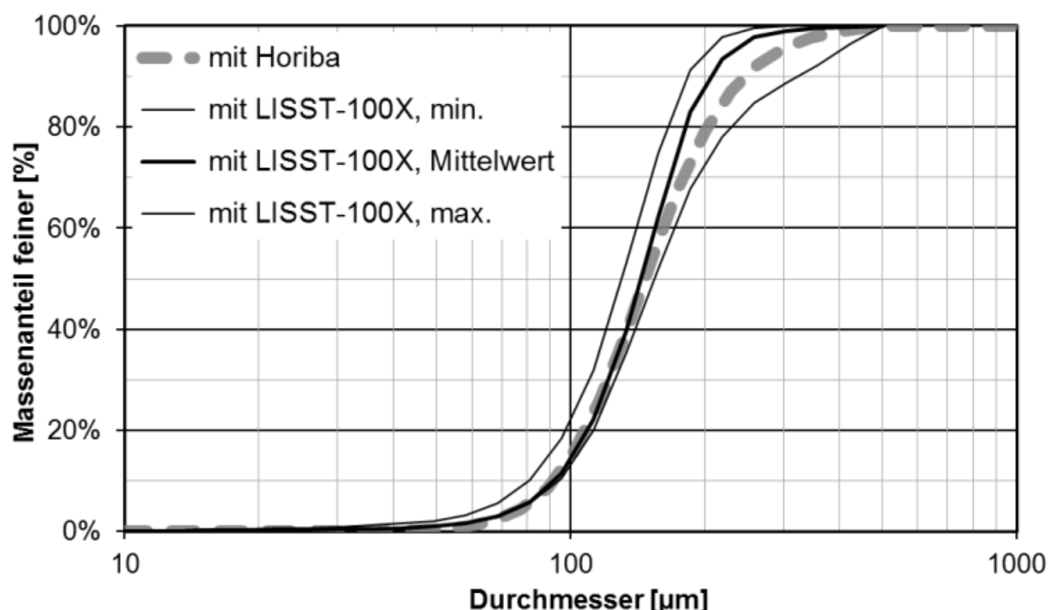


Abb. 8 Vergleich von gemessenen Partikelgrössenverteilungen (Beispiel Quarzfeinsand)

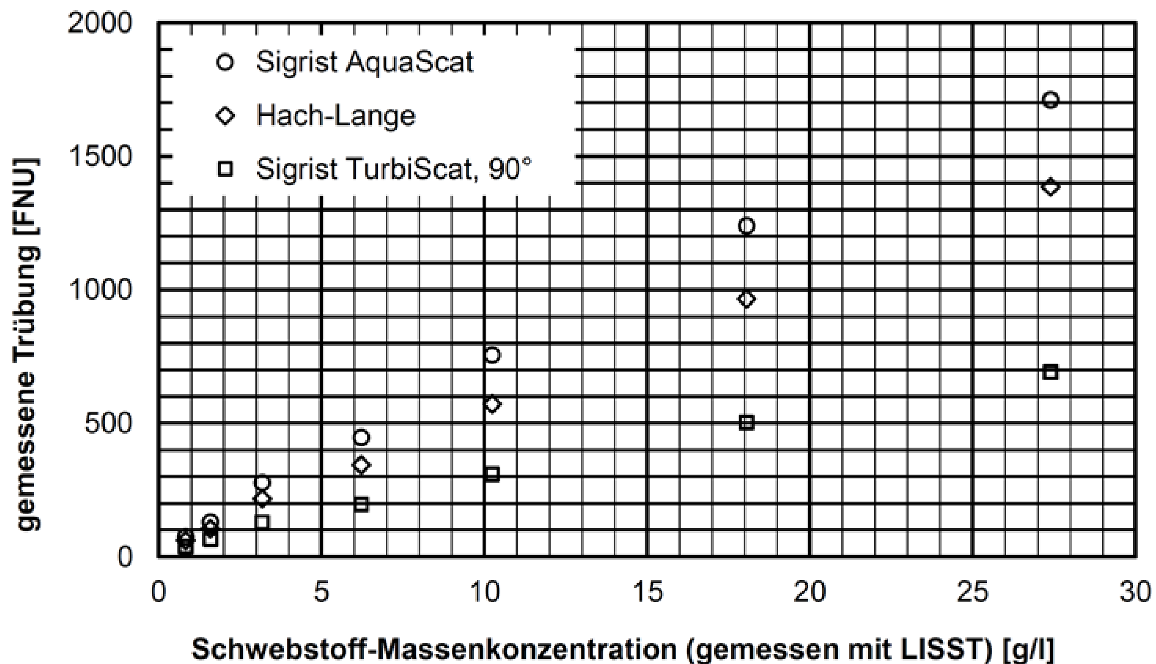


Abb. 9 Trübungswerte, welche mit drei Turbidimetern gemessen wurden, in Funktion der mittels in-situ-Laserdiffraktometer (LISST-100X) gemessenen Schwebstoffkonzentration, am Beispiel von Quarzfeinsand.

Schluss

Nach intensiven Vorbereitungen und ersten Versuchsreihen werden die Laborversuche mit den verschiedenen Partikelsorten weitergeführt und weiter ausgewertet. Für die Untersuchungen am Prototypen werden Messeinrichtungen installiert, so dass während der kommenden zwei Schwebstoffsaisons Felddaten erhoben werden können.

Basierend auf der Laboruntersuchung der Partikelmessgeräte und der Erfahrung beim Einsatz am Prototypen werden Empfehlungen bezüglich Messgeräten für Schwebstoff-Monitoring an Wasserkraftanlagen formuliert.

Ein möglichst vollständiger Datensatz über das Schwebstoffaufkommen, den Materialabtrag an den Turbinen und den zugehörigen Wirkungsgradverlust kann dazu genutzt werden, Berechnungsansätze zur Vorhersage des Turbinenverschleisses weiterzuentwickeln und zu verifizieren.

Dank

Das Forschungsprojekt wird durch swisselectric research, das Schweizer Bundesamt für Energie (BFE) und die Gommerkraftwerke sowie durch die eingangs genannten weiteren Projektpartner unterstützt. Die Autoren bedanken sich bei allen Projektpartnern für ihr Engagement.

Ein weiterer Dank geht an Prof. Dr. T. Staubli, Prof. Dr. P. Gruber, A. Abgottspon und M. Duss von der Hochschule Luzern, Kompetenzzentrum für Fluidmechanik und Hydromaschinen, welche als Forschungspartner für die Laborversuche und die Untersuchung an der Prototypanlage mitwirken.

Literatur

[01] Agrawal Y., Mikkelsen O.A. & Pottsmith H.C. (2011). Sediment monitoring technology for turbine erosion and reservoir siltation applications. Proc. HYDRO 2011 Conference, Prague, Czech Republic.

[02] Bishwakarma M.B. & Støle H. (2008). Realtime sediment monitoring in hydropower plants. J. Hydr. Res. 46(2): 282–288.

[03] Bittner G. (2008). Vergleich von Trübungssonden bei der Schwebstoffmessung unter definierten Laborbedingungen. Diplomarbeit, Universität für Bodenkultur, Wien, Österreich.

[04] Boes R. (2009). Real-time monitoring of suspended sediment concentration and particle size distribution in the headwater way of a high-head hydropower plant. Proc. 33rd IAHR Congress, Vancouver, Canada: 4037–4044.

[05] Costa I., Storti G., Lüscher B., Gruber P. & Staubli Th. (2010). Influence of solid particle parameters on the sound speed and attenuation of pulses in acoustic discharge measurements (ADM), Switzerland. Journal of Hydrologic Engineering (accepted for publication).

[06] DWA (2006). Entlandung von Stauräumen. DWA-Themen, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall, Hennef (Hrsg.), ISBN 978-3-937758-33-6.

[07] Gummer J. H. (2009). Combating Silt Erosion in Hydraulic Turbines. Hydro Review Wordwide, 17(1).

[08] Jenzer Althaus J. (2011). Sediment evacuation from reservoirs through intakes by jet induced flow. Dissertation Thesis, Communication Nr. 45 (A. Schleiss, ed.), LCH, EPF Lausanne.

[09] Sequoia Scientific (2010). Broschüren über das in-situ-Laser-diffraktometer LISST-100X, LISST-Hydro und LISST-Infinite, Sequoia Scientific, Inc., USA, http://www.sequoiasci.com.

Anschrift der Verfasser

David Felix
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie
ETH Zürich
Gloriastr. 37/39
CH-8092 Zürich
E-mail: david.felix@vaw.baug.ethz.

Dr. Ismail Albayrak
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie
ETH Zürich
Gloriastr. 37/39
CH-8092 Zürich

Prof. Dr. Robert M. Boes
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie
ETH Zürich
Gloriastr. 37/39
CH-8092 Zürich

Experimentelle Untersuchung des Transport- und Absetzverhaltens von Kaolinit

Irina Klassen

Abstract

The prediction of cohesive sediment transport requires numerical models which are based on and calibrated using experimental data. Thus, the first aim is to understand and analyze the transport characteristics of cohesive sediments in a physical model. Due to the complexity of the cohesive sediment transport, laboratory studies have to be carried out in abstracting models with a scale of 1:1. Thus, the replication of specific natural conditions is not possible and a direct transferability of experimental data to field measurements is difficult. In addition, the validation of the measured data with field measurements is limited, as field measurements are always adapted on the appropriate local conditions. Nevertheless, in order to verify the accuracy of the measurement results, comparative studies in two open annular flumes of different scales were carried out. The aim of the analyses was the identification of scale effects regarding the transferability of the measured results to field measurements.

1 Einleitung

Die Feinsedimentdynamik stellt eine komplexe Komponente bei der ganzheitlichen Betrachtung von Fließgewässersystemen dar. Fragestellungen wie Sedimentationsrisiken in strömungsberuhigten Bereichen oder Umlagerungsvorgänge, wie z.B. die Remobilisierung schadstoffbelasteter Feinsedimente in Fließgewässern, führen in der Praxis zu ökologischen und ökonomischen Problemen. Zudem können hohe Schwebstofffrachten die Flora und Fauna des Gewässers beeinträchtigen. Für zielführende Prognosen zum Schwebstofftransport und zur Schwebstoffablagerung sind numerische Modelle erforderlich, die alle relevanten Prozesse sowie deren Zusammenspiel abbilden. Derzeit sind jedoch noch Wissenslücken vorhanden, die Vorhersagen zur Feinsedimentdynamik erschweren und detaillierte experimentelle Laboruntersuchungen erfordern. Die aus Laboruntersuchungen gewonnenen Resultate sollen es ermöglichen, die physikalischen Vorgänge auf die Natur zu übertragen. Aufgrund der Komplexität der Transportvorgänge feiner, kohäsiver Sedimente sind Laboruntersuchungen zum Schwebstofftransport nur in abstrahierenden Modellen im Maßstab 1:1 sinnvoll. Laboruntersuchungen eines konkreten Naturzustandes sind hierdurch nicht möglich, wodurch sich die direkte Übertragbarkeit von Laborergebnissen auf die Natur als schwierig erweist. Eine Validierung von Laborexperimenten anhand von Naturuntersuchungen wird zusätzlich erschwert, da die aus Naturuntersuchungen gewonnenen Daten repräsentativ für ein ganz konkretes Untersuchungsgebiet unter den dort anzutreffenden lokalen Verhältnissen sind. Aus diesem Grund wurden Vergleichsuntersuchungen in zwei unterschiedlich großen offenen Kreisgerinnen durchgeführt (Klassen, 2009). Hierbei wurden bei je zwei Strömungszuständen der Transport und die Deposition der Modellsedimente Quarz und Kaolonit beobachtet (dieser Beitrag beschränkt sich auf die Darstellung der Messergebnisse für je einen Strömungszustand unter Verwendung des Sediments Kaolinit). Bei den Untersuchungen wurden sowohl die

Konzentration als auch die Trübung gemessen. Um Flockungsprozesse kohäsiver Feinsedimente nachweisen zu können, wurden außerdem mittels eines In-Line Mikroskops Flockengrößen gemessen. Das Ziel dieser Analysen bestand in der Identifikation von Skalierungseffekten zwischen den unterschiedlich großen Kreisgerinnen bezüglich des Absinkverhaltens kohäsiver Schwebstoffe im Hinblick auf die Übertragbarkeit der Messergebnisse auf die Natur.

2 Kreisgerinne – IWG Karlsruhe

Für die experimentelle Untersuchung des Transportverhaltens kohäsiver Sedimente werden seit ca. 40 Jahren verschiedene Kreisgerinnetypen eingesetzt. Solche Versuchseinrichtungen zeichnen sich dadurch aus, dass sie quasi ein unendlich langes Gerinne darstellen, in welcher die Strömung ohne den Einsatz von Pumpen erzeugt wird und Ein- und Auslässe vermieden werden. Damit wird eine ungestörte Flockenbildung kohäsiver Sedimente gewährleistet und die Untersuchung lang andauernder Prozesse ermöglicht. Ein Nachteil von Kreisgerinnen sind die durch die Krümmung und die Drehbewegung verursachten relativ hohen Sekundärströmungen im Vergleich zu typischen Strömungen in natürlichen Fließgewässern. Am Institut für Wasser und Gewässerentwicklung (IWG) des Karlsruher Instituts für Technologie wurde im Zuge der Forschungsarbeit von Hillebrand (2008) ein Divergenzkreisgerinne mit freiem Wasserspiegel entwickelt. Hierbei wird die Strömung innerhalb des wassergefüllten Rundbeckens durch einen abgeschlossenen rotierenden Innenzylinder erzeugt, indem dieser über die Wandreibung und die innere Reibung des Wassers eine Strömung hervorruft. Abbildung 1 zeigt eine Schemadarstellung des offenen Kreisgerinnes.

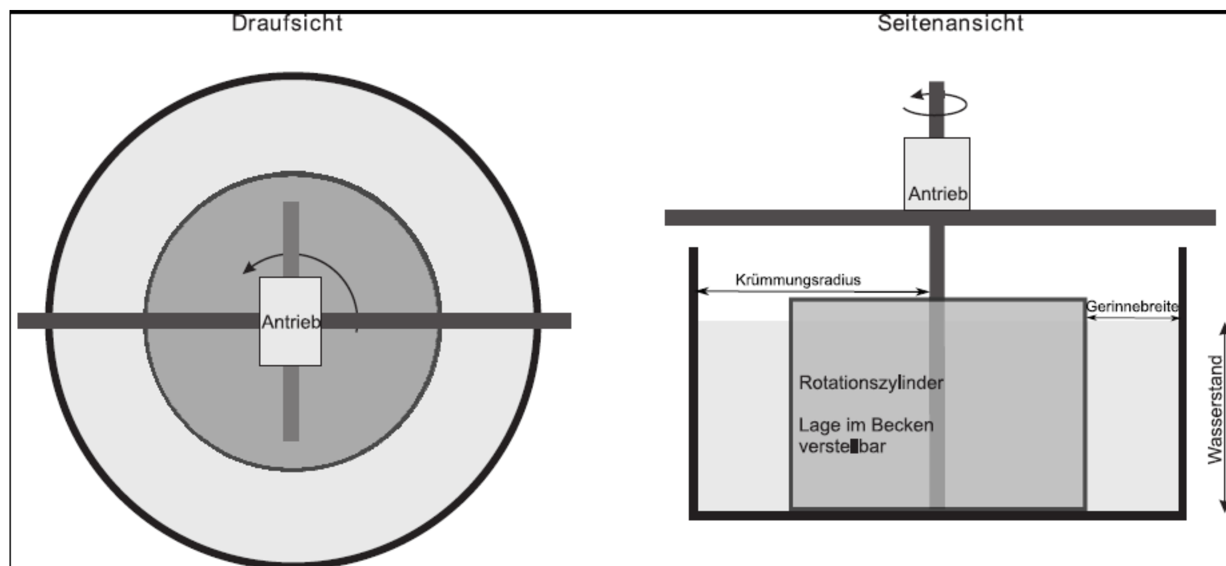


Abb. 1 Schemadarstellung des Kreisgerinnes mit freier Wasseroberfläche (Hillebrand, 2008).

Am IWG existieren zwei unterschiedlich große Kreisgerinne dieses Bautyps. Das große Kreisgerinne besitzt einen Krümmungsradius der Außenwandung von 1,8 m und eine Gerinnebreite von 0,375 m. Die Außenwand und der Gerinneboden bestehen aus Beton, während der Innenzylinder aus verzinktem Stahlblech angefertigt ist. Das kleine Kreisgerinne weist einen Krümmungsradius von 0,6 m auf und hat ebenfalls eine Gerinnebreite von 0,375 m. Die Innen- und Außenwand bestehen aus Plexiglas, der Boden aus PVC, sodass

sich das kleine Kreisgerinne durch eine niedrigere Wandrauheit auszeichnet als das große Kreisgerinne. Die Wassertiefe kann bei beiden Versuchsanlagen variabel bis zu 0,65 m eingestellt werden. Abbildung 2 zeigt das große und kleine Kreisgerinne.

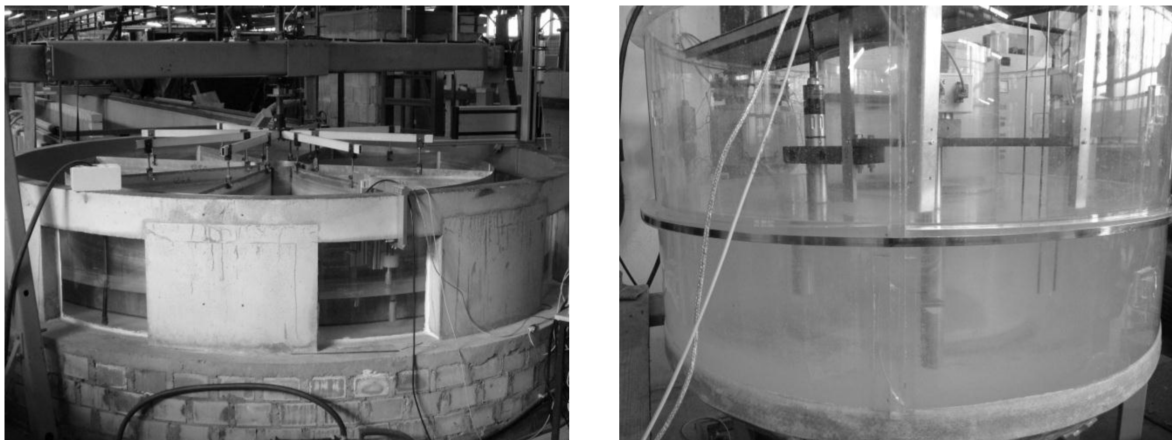


Abb. 2 Unterschiedlich skalierte Kreisgerinne (links: großes Kreisgerinne, rechts: kleines Kreisgerinne).

Die Drehfrequenz beider Gerinne lässt sich durch den Antriebsmotor des Innenzylinders regeln, sodass für beide Kreisgerinne die gleichen Fließgeschwindigkeiten direkt am rotierenden Innenzylinder eingestellt werden können. Damit wird bei Einstellung derselben Randbedingungen ein Vergleich der jeweils erzeugten Gerinneströmung möglich und es können die Einflüsse der unterschiedlichen Kreisgerinnegrößen auf die Strömung untersucht werden. Der Einfluss der unterschiedlichen Wandrauheiten auf den Betrag der Fließgeschwindigkeiten wurde im numerischen Modell geprüft und als vergleichsweise gering eingestuft (Riesterer, 2007).

Tangentialströmung und Turbulenz

Da die Strömungseigenschaften, wie die Fließgeschwindigkeiten oder die Turbulenz, maßgeblich das Absinkverhalten kohäsiver Sedimente beeinflussen, werden im Folgenden die Strömungsverhältnisse in beiden Kreisgerinnen verglichen. Die messtechnische Erfassung des Geschwindigkeitsfeldes erfolgte mittels räumlich und zeitlich hoch aufgelöster Messungen (Hillebrand, 2008). Mit einem Akustik-Doppler-Velocimeter (ADV) wurden Fließgeschwindigkeiten in alle drei Raumrichtungen erfasst. Aufgrund des beschränkten Messbereichs des ADV konnten im Bereich der Innen- und Außenwand sowie im Bereich der Wasserspiegeloberfläche keine Fließgeschwindigkeiten gemessen werden (Hillebrand, 2008).

In diesem Beitrag beruht der Vergleich der Messergebnisse zwischen beiden Kreisgerinnen auf einer Messreihe, bei der für beide Kreisgerinne gleiche Fließgeschwindigkeiten direkt am Innenzylinder vorherrschen (U_{ref} = 51,8 cm/s). Für die Geschwindigkeit am rotierenden Innenzylinder wird im Weiteren die Bezeichnung U_{ref} verwendet. Diese ergibt sich aus der Drehfrequenz f [s-1] multipliziert mit dem Umfang des Innenzylinders 2πr [cm] (vgl. Tabelle 1).

Tab. 1 Untersuchte Konfiguration für einen Vergleich der Messergebnisse.

Gerinne	*f* [min^{-1}]	$U_{ref} = f \cdot 2\pi r$ [cm/s]
Kleines Kreisgerinne	22	51,8
Großes Kreisgerinne	3,47	

Die Strömung normal zum Fließquerschnitt entspricht in etwa der Hauptströmung und bestimmt den Transport der Partikel in Drehrichtung. In Abbildung 3 wird sie als Tangentialgeschwindigkeit U_x, normalisiert mit der Bezugsgeschwindigkeit U_{ref}, für verschiedene Drehfrequenzen *f* in beiden Kreisgerinnen in Gerinnemitte dargestellt. Die vertikale Koordinate ist mit der Wassertiefe *h* normalisiert, die für alle dargestellten Zustände konstant ist. Zunächst zeigt sich für beide Versuchseinrichtungen eine gute Übereinstimmung zwischen den normalisierten Geschwindigkeitsprofilen für verschiedene Drehfrequenzen *f*. Bei verschiedenen Fließgeschwindigkeiten treten demnach ähnliche Strömungsstrukturen auf. Ein Vergleich der Tangentialgeschwindigkeiten im großen und kleinen Kreisgerinne zeigt, dass bei gleicher Bezugsgeschwindigkeit U_{ref} die Geschwindigkeiten im kleinen Kreisgerinne etwa um den Faktor 1,6 unter den Geschwindigkeiten im großen Kreisgerinne liegen. Die geringeren mittleren Strömungsgeschwindigkeiten im kleinen Kreisgerinne könnten durch die stärkere Krümmung und der damit verbundenen Umlenkverluste hervorgerufen werden.

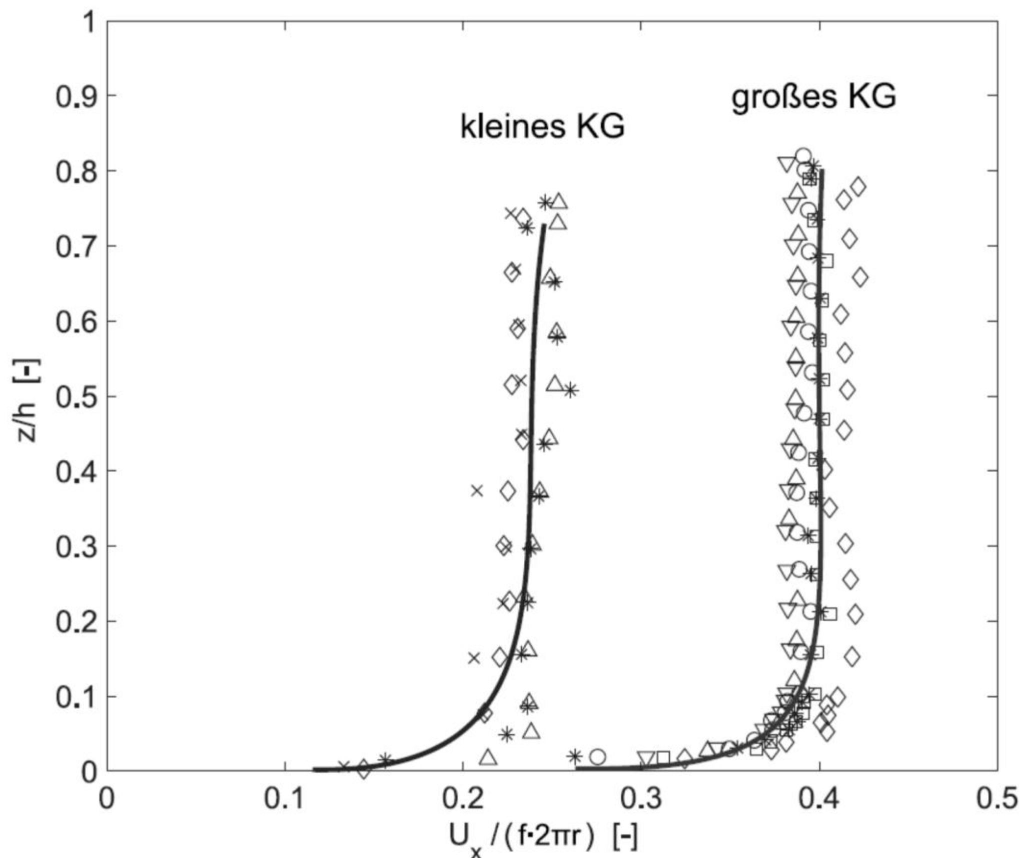


Abb. 3 Normalisierte Tangentialgeschwindigkeiten Ux in Gerinnemitte für verschiedene Drehfrequenzen f des Innenzylinders in beiden Kreisgerinnen (nach Hillebrand, 2008).

Sowohl die Fließgeschwindigkeiten als auch die Turbulenz stellen bei der Untersuchung des Absetzverhaltens von kohäsiven Sedimenten wichtige Einflussfaktoren dar. Die Turbulenz beeinflusst den wichtigen Prozess der Flockenbildung (= Zusammenschluss feiner, kohäsiver Partikel zu größeren Aggregaten/Flocken) in ambivalenter Weise. Die Turbulenz unterstützt die Flockenbildung durch eine erhöhte Kollisionswahrscheinlichkeit der Partikel in der Strömung. Zum anderen ruft sie Scherspannungen hervor, wodurch Flocken wieder zerstört werden können und limitiert dadurch die Aggregatgröße (Leussen, 1997). Als Maß für die Intensität der Turbulenz dient die turbulente kinetische Energie *TKE:*

$$TKE = \frac{1}{2}\left(\overline{u'^2} + \overline{v'^2} + \overline{w'^2}\right) \qquad (1)$$

Abbildung 4 stellt die turbulente kinetische Energie für U_{ref} = 51,8 cm/s im großen und kleinen Kreisgerinne dar. Die Messdaten stützen sich auf die ADV-Geschwindigkeitsmessungen (nach Hillebrand, 2008).

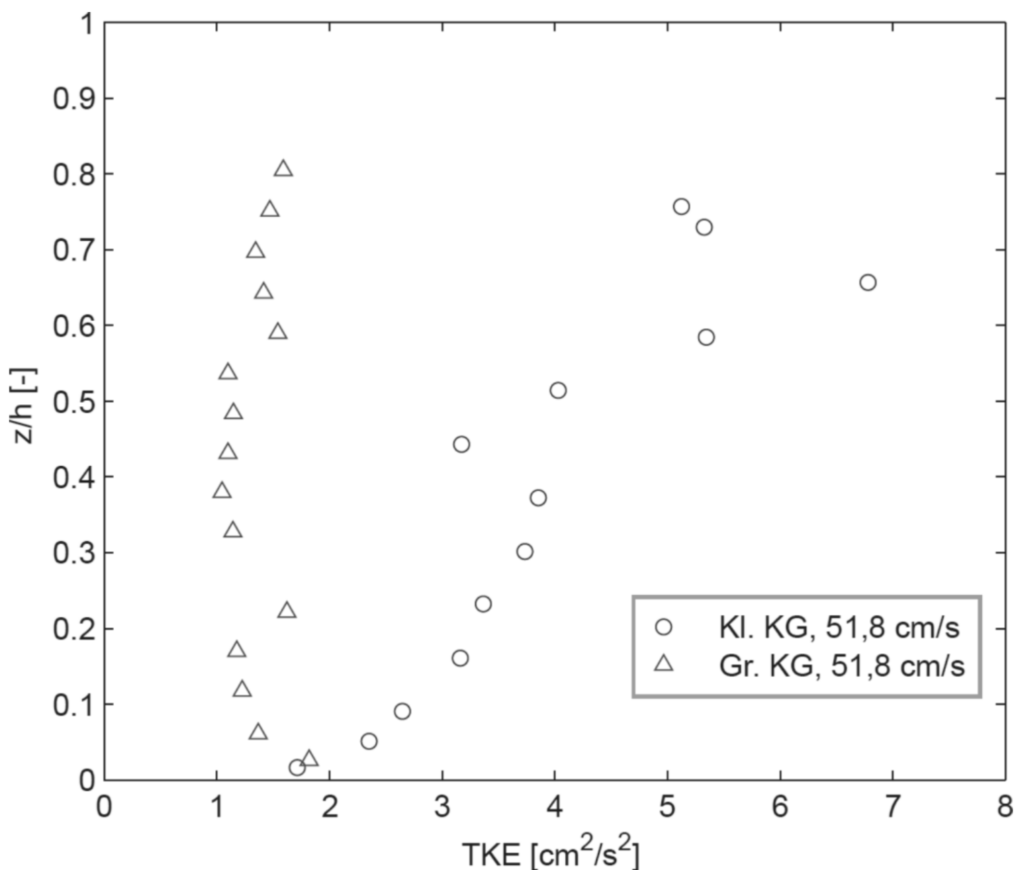


Abb. 4 TKE in Gerinnemitte für beide Kreisgerinne für Uref = 51,8 cm/s.

Abbildung 4 zeigt, dass sich in Gerinnemitte im kleinen Kreisgerinne tendenziell höhere *TKE*-Werte einstellen als im großen Kreisgerinne. Für die anschließende Interpretation der Skalierungseffekte bezüglich des Absetzverhaltens sind diese Tendenzen von wesentlicher Bedeutung.

3 Messmethodik

Die Nachbildung des Sedimentationsverhaltens und der damit eng verknüpften Flockenbildung kohäsiver Sedimente erfolgte in beiden Kreisgerinnen unter Verwendung von Leitungswasser in einer Wassertiefe von h = 0,28 m. Als Modellsedimente wurden Kaolinit und Quarz verwendet. In diesem Beitrag wird der Fokus auf das Sediment Kaolinit gelegt. Kaolinit ist ein typischer Vertreter der Tonminerale und wird der Mineralklasse der Schichtsilikate zugeordnet. Das verwendete Sediment weist einen Korndurchmesser von d_{50} = 2,06 µm auf. Bei Einstellung identischer Randbedingungen in den unterschiedlich skalierten Kreisgerinnen konnten somit Skalierungseffekte aufgedeckt und beurteilt werden. Zur Bestimmung der Schwebstoffkonzentration in Suspension waren sowohl die Messung der Trübung als auch kontinuierliche Probeentnahmen erforderlich. Anhand der gemessenen Trübungswerte und einer Regressionsanalyse lässt sich ein funktionaler Zusammenhang zwischen dem Trübungswert *Tr* und dem Schwebstoffgehalt *C* ableiten, sodass, ausgehend von der Trübungsganglinie, die Konzentrationswerte errechnet werden können.

Abbildung 5 zeigt die Anordnung der Messgeräte am Beispiel des kleinen Kreisgerinnes. Analog dazu wurde der Versuchsstand im großen Kreisgerinne aufgebaut. Alle Messungen bzw. Probeentnahmen erfolgten in Gerinnemitte, in einer Wassertiefe von 0,14 m. Eine detaillierte Beschreibung des Versuchsaufbaus kann Klassen (2009) entnommen werden.

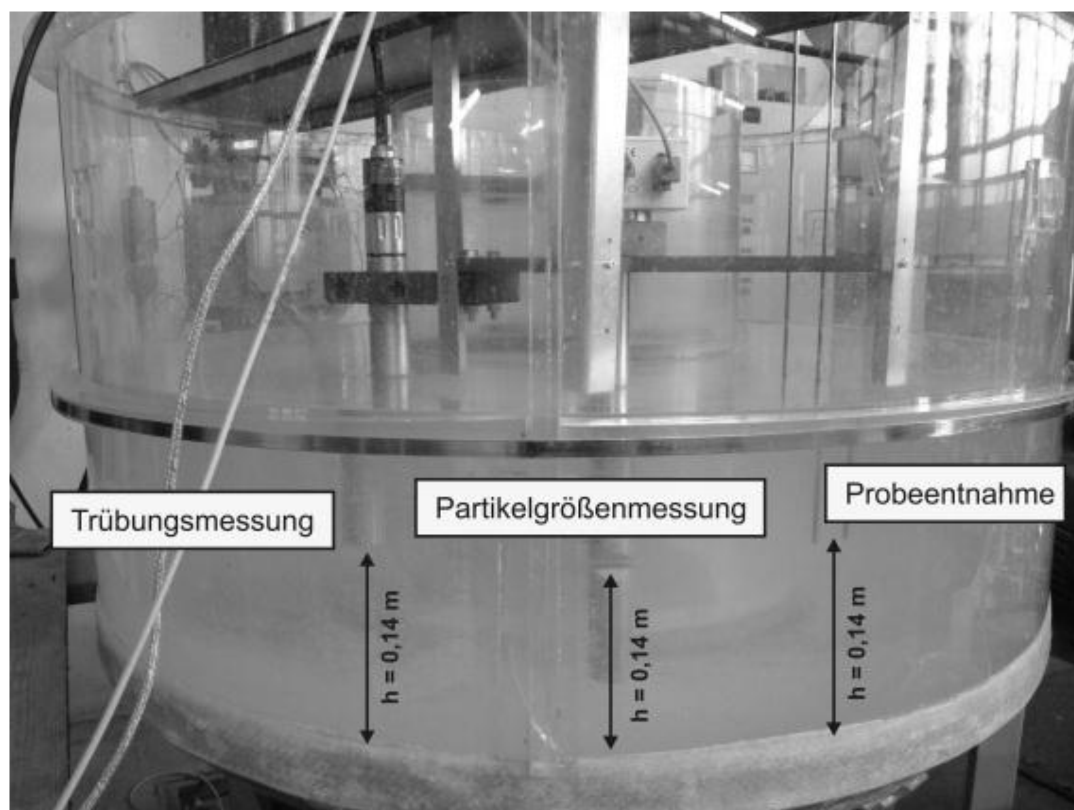


Abb. 5 Anordnung der Messgeräte im kleinen Kreisgerinne.

Als Nachweis der Flockenbildung wurden mittels eines In-Line Mikroskops (Aello 7000) ebenfalls Flockengrößen aufgenommen. Eine systemeigene Bildauswertesoftware analysiert die aufgenommenen Flockenfotos und berechnet charakteristische Kennwerte von Partikelgrößenverteilungen.

Zur Charakterisierung der Partikelgrößenverteilung wurde der Sauterdurchmesser d_{SA} als Kenngröße gewählt. Dieser ist definiert zu:

$$d_{SA} = \frac{6}{\frac{A_0}{V}} \qquad (2)$$

wobei A_0/V = volumenspezifische Oberfläche eines Partikelsystems. Der Sauterdurchmesser stellt den Durchmesser eines monodispersen Partikelsystems dar, der die gleiche volumenspezifische Oberfläche wie das verteilte System aufweist. Die Verwendung des Sauterdurchmessers hat den Vorteil, dass dieser die Verteilungsbreite einer Partikelgrößenverteilung einbezieht.

4 Ergebnisse und Diskussion

Im Folgenden werden die Messergebnisse in den zwei unterschiedlich großen Kreisgerinnen mit jeweils gleicher Bezugsgeschwindigkeit dargestellt und analysiert.

Flockengrößen

In Abbildung 6 sind die mittels des In-Line Mikroskops gemessenen Partikelgrößen im großen und kleinen Kreisgerinne als zeitliche Entwicklung in einem Abstand von 15 Minuten dargestellt.

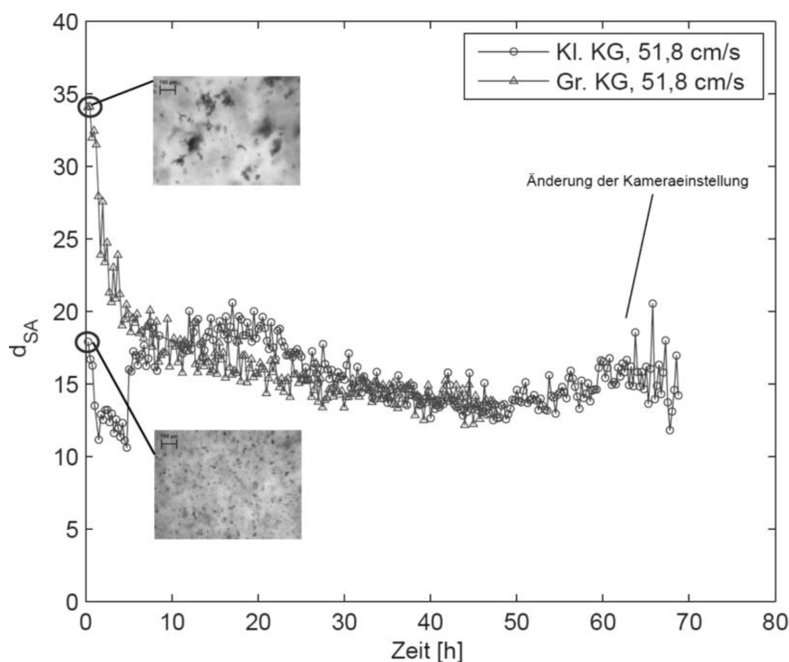


Abb. 6 Zeitliche Entwicklung des Sauterdurchmessers von Kaolinit im großen und kleinen Kreisgerinne für U_{ref} = 51,8 cm/s.

Bei Betrachtung des Sauterdurchmessers d_{SA} ist zu beobachten, dass sich im kleinen Kreisgerinne etwa bis zum Zeitpunkt t = 10 h deutlich kleinere Aggregate befinden als im großen Kreisgerinne. Die zugehörigen aufgenommenen Bilder des In-Line Mikroskops verdeutlichen diese Tendenz. Innerhalb dieser Zeitspanne werden im kleinen Kreisgerinne Partikel mit einem Sauterdurchmesser von etwa 11 µm (entspricht einem d_{50} = 6,2 µm) bis 18 µm (d_{50} = 8 µm) detektiert.

Im großen Kreisgerinne nimmt das Größenspektrum von etwa 34 µm zum Zeitpunkt t = 0,3 h auf etwa 18 µm (d_{50} = 9 µm) zum Zeitpunkt t = 10 h kontinuierlich ab. Danach verlangsamt sich die Abnahme des Sauterdurchmessers deutlich und es stellt sich eine Art Gleichgewichtszustand ein, bei welchem sich die Partikelgröße nur geringfügig ändert. Zum Zeitpunkt t = 48 h werden Partikel in einer Größenordnung von etwa 12 µm bis 13 µm erfasst.

Im kleinen Kreisgerinne lassen sich ab dem Zeitpunkt t = 10 h Partikel in ähnlicher Größenordnung erkennen, wie im großen Kreisgerinne. Innerhalb des Zeitraums von etwa t = 14 h bis t = 22 h ist sogar ein schwach ausgeprägtes Maximum der Partikelgrößen im Größenbereich von etwa 20 µm festzustellen. Der sprunghafte Anstieg des Sauterdurchmessers zu Versuchsende beruht auf Messfehler, die durch die Änderung der Kameraeinstellungen während der Messungen hervorgerufen wurden.

Eine Erklärung für die unterschiedlichen Flockengrößen kann anhand der jeweiligen Turbulenzbedingungen in den beiden Kreisgerinnen erfolgen (vgl. Abbildung 7).

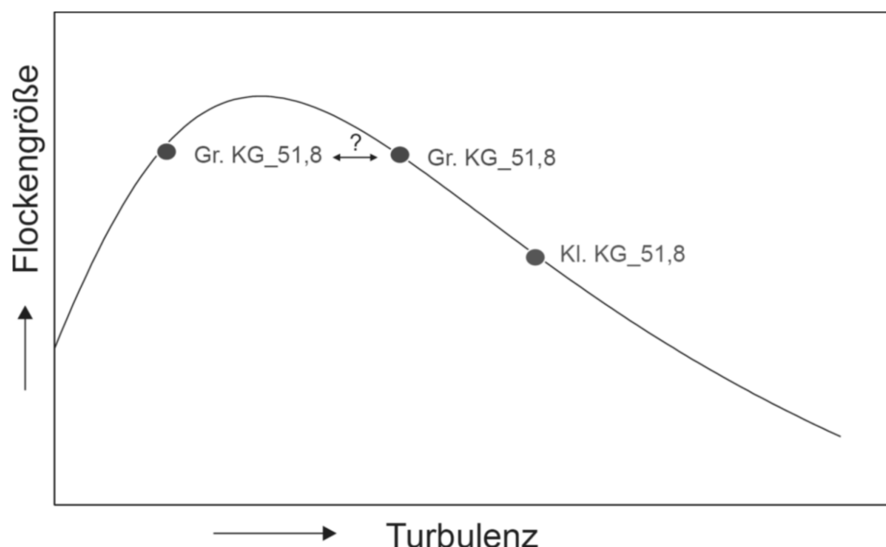


Abb. 7 Qualitative Darstellung der Flockengrößen von Kaolinit im kleinen und großen Kreisgerinne in Abhängigkeit der Turbulenz.

Wie in Abbildung 4 dargestellt, ist die turbulente kinetische Energie im kleinen Kreisgerinne tendenziell höher als im großen Kreisgerinne. Dies bedeutet, dass die Flockung im kleinen Kreisgerinne einerseits durch eine erhöhte Kollisionswahrscheinlichkeit der Partikel gefördert wird und dadurch die Flockengröße zunimmt. Andererseits bewirkt die größere Scherung der Partikel ein leichteres Zerbrechen der Flocken, wodurch die Aggregatgröße limitiert wird. Die zu Versuchsbeginn kleineren Aggregate im kleinen Kreisgerinne deuten darauf hin, dass die Turbulenzintensität zu hoch ist, sodass die gebildeten Flocken aufgrund zu hoher Scherspannungen wieder zerstört werden. Der Punkt der maximalen Flockengröße scheint hier überschritten. Ob die turbulente kinetische Energie im großen Kreisgerinne gerade noch so groß ist, dass sie das Wachstum von Flocken fördert oder ebenfalls zu hoch ist, sodass Flocken zerbrechen, kann auf Grundlage der Messdaten nicht geklärt werden. Jedoch muss für beide Fälle gelten, dass im großen Kreisgerinne größere Flocken entstehen als im kleinen Kreisgerinne.

Konzentrationsverläufe

Eine Analyse von Skalierungseffekten hinsichtlich des Absetzverhaltens von Kaolinit wird anhand einer Gegenüberstellung der zeitlichen Entwicklung der Schwebstoffkonzentration zwischen beiden Kreisgerinnen möglich. Hierbei ist eine summarische Betrachtung der Effekte durch die unterschiedlich großen Flockungs- und Strömungsparameter in den Kreisgerinnen notwendig, wie im Folgenden deutlich wird.

In Abbildung 8 ist die Konzentration *C* von Kaolinit, normalisiert mit der Ausgangskonzentration C_0, als Funktion der Zeit für das große und kleine Kreisgerinne dargestellt. In beiden Kreisgerinnen wurde die gleiche trockene Ausgangsmenge für eine Anfangskonzentration von C_0 = 500 mg/l abgewogen.

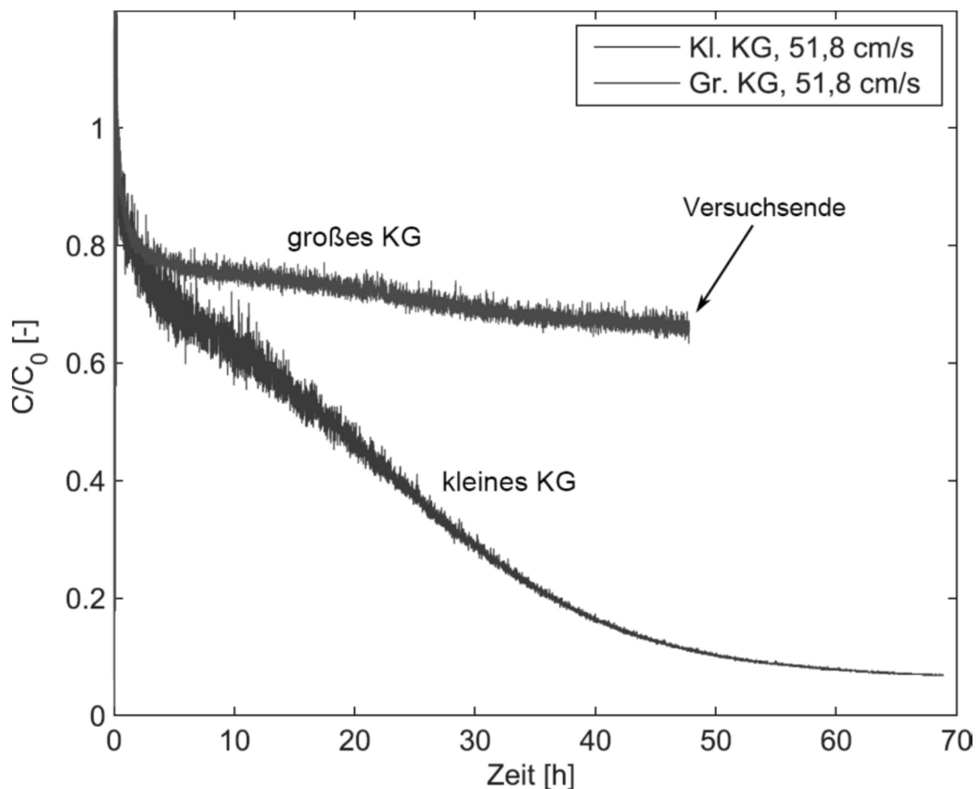


Abb. 8 Zeitlicher Verlauf der Kaolinitkonzentration im großen und kleinen Kreisgerinne für U_{ref} = 51,8 cm/s.

Im Folgenden werden die Konzentrationsverläufe zwischen großem und kleinem Kreisgerinne in Abhängigkeit der in Abbildung 9 dargestellten Einflussgrößen analysiert.

Einflussgrößen auf das Absetzverhalten	Kleines KG, 51,8 cm/s		Großes KG, 51,8 cm/s
Turbulente kinetische Energie *TKE*	*TKE*	>	*TKE*
Transportkapazität der Strömung *TK*	*TK*	<	*TK*
Flockengrößen			

Abb. 9 Qualitativer Vergleich der gemessenen Einflussgrößen auf das unterschiedliche Absinkverhalten von Kaolinit im großen und kleinen Kreisgerinne für U_{ref} = 51,8 cm/s.

Abbildung 8 zeigt, dass sich das Sediment im kleinen Kreisgerinne kontinuierlich absetzt und nach etwa 60 h bis 70 h nahezu vollständig auf der Sohle sedimentiert ist. Zu Versuchsende bleiben lediglich etwa 7 % des Materials in Schwebe. Im großen Kreisgerinne hingegen fällt innerhalb der ersten Stunden zu Beginn des Versuchs etwa 20 % des Materials aus, danach geht der Konzentrationsabfall stark zurück. Nach etwa 48 Stunden Versuchsdauer befinden sich noch über 65 % des Sedimentmaterials in Schwebe. Mit der Annahme, dass sich bis zu diesem Zeitpunkt alle relevanten Prozesse abgespielt haben, wurde das Versuchsende eingeleitet.

Die gemessenen Skalierungseffekte im Konzentrationsverlauf lassen sich allein auf Basis der gemessenen Flockengrößen nicht begründen. Unter Vernachlässigung der strömungsspezifischen Parameter wäre anzunehmen, dass die im großen Kreisgerinne in den ersten 10 h größer detektierten Flocken eine höhere Sinkgeschwindigkeit besitzen als die kleineren Flocken im kleinen Kreisgerinne. Dies würde im großen Kreisgerinne mit einem stärkeren Konzentrationsabfall einhergehen als im kleinen Kreisgerinne. Allerdings trifft diese Annahme hier nicht zu.

Nach 10 h unterscheiden sich die Flockengrößen in beiden Versuchsständen unwesentlich, allerdings sind signifikante Unterschiede in den Konzentrationsverläufen zu erkennen. Hier muss der Einfluss der Strömung als Ursache für den schnelleren Konzentrationsabfall im kleinen Kreisgerinne eine bedeutende Rolle spielen. Eine hohe turbulente kinetische Energie bewirkt durch Aufwirbelung ein Abbremsen der Flocken. Eine hohe mittlere Strömungsgeschwindigkeit (in Abbildung 9 als Transportkapazität *TK* bezeichnet) ist in der Lage mehr Material zu transportieren und hierdurch dem Absinken der Schwebstoffe entgegenzuwirken. Die höhere turbulente kinetische Energie im kleinen Kreisgerinne wirkt dem Absinken der ohnehin kleineren Flocken stärker entgegen als im großen Kreisgerinne und würde demnach eher für einen langsameren Konzentrationsabfall sprechen. Es ist nahe liegend, dass auf Basis der vorhandenen Messdaten einzig die verringerte Transportkapazität im kleinen Kreisgerinne (vgl. Abbildung 3) für den hier schnelleren Konzentrationsabfall spricht.

Aus der Überlagerung der beschriebenen Effekte lässt sich schließen, dass der Einfluss der mittleren Strömungsgeschwindigkeit als sehr maßgebend einzuschätzen ist. Abgesehen von den gemessenen Einflussgrößen ist nicht auszuschließen, dass zusätzliche Effekte, wie der Einfluss einer zunehmenden Flockengröße auf eine verringerte Flockendichte, ebenfalls eine wichtige Rolle spielen.

Die obige Darstellung macht deutlich, dass strömungs- und flockungsspezifische Parameter ein verändertes Absinkverhalten in den Versuchseinrichtungen hervorrufen. Dies wird ebenfalls anhand anderer, hier nicht dargestellter Messreihen bestätigt. Die Überlagerung der teilweise entgegenwirkenden Mechanismen veranschaulicht zudem die Komplexität des Schwebstofftransports. Aufgrund der beobachteten Skalierungseffekte und der vorliegenden Messdaten sind Prognosen von Depositionsraten für beliebige, bisher nicht untersuchte Strömungszustände kaum mit ausreichender Genauigkeit möglich. Für ein besseres Prozessverständnis müssen weitere grundlegende Laboruntersuchungen folgen.

Ausblick

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass die Prozesszusammenhänge, wie z.B. Flockenbildung und Turbulenzeinfluss, auf Grundlage der Messdaten noch nicht in vollem Umfang verstanden sind und eine entgegenwirkende Überlagerung von einzelnen Faktoren zu beobachten ist. Eine Vorhersage von Depositionsraten bei bisher nicht untersuchten Strömungszuständen und nicht verwendetem Sediment erweist sich als außerordentlich schwer. Dies gestaltet die Übertragbarkeit der Vorgänge auf die Natur als schwierig. Für ein tieferes Prozessverständnis müssen weitere Laboruntersuchungen folgen. Zudem werden die Laboruntersuchungen aktuell in Kooperation mit der Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) durch eine dreidimensionale numerische Modellierung mit SSIIM (Olsen, 2011) ergänzt. Hierbei stellt die Implementierung eines Flockungsalgorithmus eine aktuelle Erweiterung des SSIIM-Softwarepakets dar (Klassen et al., 2011).

Literatur

[01] Hillebrand, G. (2008). Transportverhalten kohäsiver Sedimente in turbulenten Strömungen – Untersuchungen im offenen Kreisgerinne. Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH), Dissertation.

[02] Klassen, I. (2009). Absinkverhalten kohäsiver Sedimente in turbulenten Strömungen – Ermittlung von Skalierungseffekten der Versuchseinrichtung Kreisgerinne. Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH), Diplomarbeit.

[03] Klassen, I., Hillebrand, G., Olsen, N.R., Vollmer, S., Lehmann, B., Nestmann, F. (2011). Modeling fine sediment aggregation processes considering varying fractal dimensions. The 7th IAHR Symposium on River, Coastal and Estuarine Morphodynamics, 6.-8. Sept. 2011, Peking, China. Beitrag im Tagungsband.

[04] Leussen, W. (1997). The variability of settling velocities of suspended fine-grained sediment in the Ems estuary. In: Cohesive Sediments.

[05] Olsen, N. R. B. (2011). A three-dimensional numerical model for Simulation of Sediment movements In water Intakes with Multiblock option. Version 1 and 2. User's manual. Department of Hydraulic and Environment Engineering. The Norwegian University of Science and Technology, Trondheim. Norway.

[06] Riesterer, J. (2007). Numerische Modellierung von Kreisgerinneströmungen. Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH), Diplomarbeit.

Anschrift des Verfassers

Irina Klassen
Institut für Wasser und Gewässerentwicklung
Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
Kaiserstr. 12
D-76131 Karlsruhe
E-mail: irina.klassen@kit.edu

Modellversuche zum Schwemmholzrückhalt mit einem Schrägrechen

Marius Asenkerschbaumer

Zusammenfassung

Im Rahmen einer Diplomarbeit wurde die Wirkungsweise verschiedener Varianten eines Schwemmholzrechens untersucht. Anhand physikalischer Modellversuche wurde analysiert, wie sich verschiedene Grundrissanordnungen der Rechenstäbe im Gebrauchs-, Bemessungs- und Überlastfall verhalten. Dabei zeigte sich ein durchweg ungünstiges Verhalten bei einer Anordnung 90° zur Fließrichtung. Ein flacher Öffnungswinkel von 20° könnte hingegen die Schwemmholzentnahme erleichtern, führt zu geringem Aufstau und weist eine große Überlastbarkeit auf.

1 Einleitung

Wie zahlreiche Ereignisse belegen, bergen Hochwasser in Verbindung mit Schwemmholz ein besonderes Gefahrenpotenzial. Verklausungen an Brücken oder an natürlichen Engstellen können zum Rückstau, unkontrolliertem Gewässerausbruch und Schwallwellen führen. Mittlerweile ist man sich der Risiken bewusst und hat eine Reihe an Schutzkonzepten entwickelt. Während sich Bauwerke für den gezielten Rückhalt von Schwemmholz bislang nur auf Wildbäche beschränkten, so gibt es Überlegungen, eine Fangvorrichtung in einem Gebirgsfluss in Südtirol zu errichten. Unmittelbar vor der Stadt Brixen gelegen soll ein Schwemmholzrückhalt bei Hochwasser in der Rienz optimalen Schutz vor Verklausungen an den zahlreich folgenden Brücken bieten. Im Rahmen einer Diplomarbeit wurden einige Randbedingungen für dieses Vorhaben geklärt [1]. In einem ersten Schritt wurden die relevanten Schwemmholzmengen auf Basis einer neu entwickelten Methode abgeschätzt. Anschließend wurden mögliche Lösungsansätze zur Reduzierung der Schwemmholzgefahr in Brixen diskutiert. Den Schwerpunkt dieser Variantenprüfung bildete ein physikalischer Modellversuch, mit dem die Wirkungsweise eines neuartigen Rechens untersucht wurde. Auf die Ergebnisse der verschiedenen Versuchsreihen wird im Folgenden vertieft eingegangen.

Anders als im „herkömmlichen“ Wildbachverbau erforderten die große Gerinnebreite und der kontinuierlich hohe Abfluss der Rienz besondere Überlegungen. An der Versuchsanstalt in Obernach (VAO) wurde im Jahr 1995 ein Schwemmholzrechen entwickelt, der sich durch eine im Grundriss V-förmige Anordnung der Rechenelemente in Versuchen als besonders robust und überlastbar erwies [2]. Eine Vielzahl dieser Bauwerke konnte sich bereits in der Praxis bewähren. In der vorliegenden Arbeit wurde ein Schrägrechen als Untervariante dieses Konzepts untersucht und optimiert. Mit den Versuchen sollte geklärt werden, inwiefern sich eine linienhafte Anordnung der Rechenelemente im Gebrauchs-, Bemessungs- und Überlastfall als besonders günstig erweisen könnte.

2 Versuchsaufbau

Auf Grund des zeitlich begrenzten Rahmens konnten nur drei Rechenanordnungen untersucht werden. So wurde die Wirkung einer 45° und einer 20° geneigten Anordnung mit dem Referenzfall 90° zur Fließrichtung verglichen (Abb. 1, links).

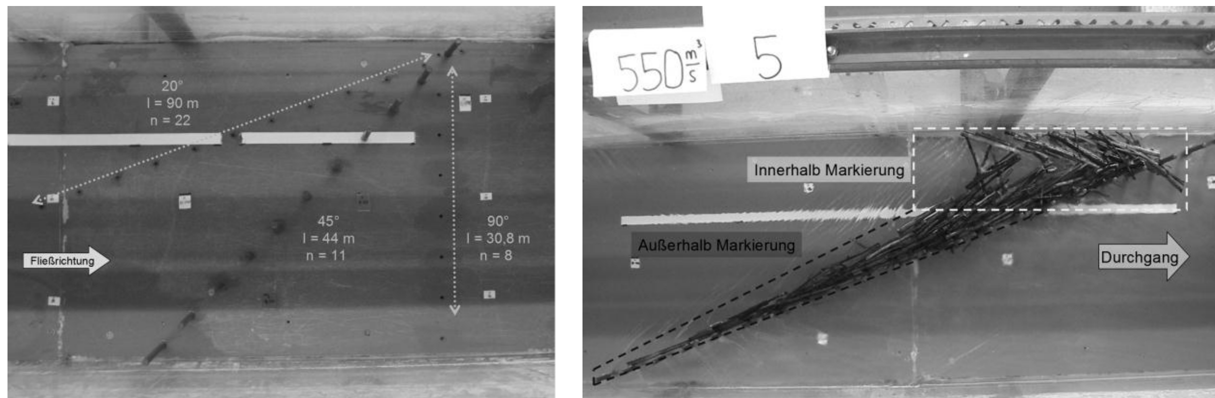


Abb. 1 Links: Versuchsaufbau bei einer Winkelstellung von 45° und Bohrungen für 20° bzw. 90°; rechts: Schwemmholzkonzentration am linken Rand bei Winkel 20°

Für die Modellversuche wurde an der VAO eine prismatische Rinne von 52 cm Breite und ca. 7 m Länge bereitgestellt. Durch eine Sohlbreite von ca. 30 m an der Sperrenstelle ergab sich der geometrische Maßstab zu 1:60. Da die Strömung in den vorliegenden Untersuchungen von Trägheits- und Schwerkräften dominiert wurde, wurde das Froudesche Modellgesetz angewendet [3]. Für das verwendete Modellholz wurden Äste und Zweige von verschiedenen Sträuchern oder Bäumen zugeschnitten. Die Durchmesser der Stämme bewegten sich umgerechnet von ca. 12 bis 70 cm, die Länge variierte zwischen 3 m und 12 m. Die Mischung entspricht damit den vorgefundenen Schwemmholzablagerungen an der Rienz. Wurzelteller, feine Äste und abdichtendes Laub konnten in den Versuchen allerdings nicht simuliert werden. Eingebracht wurde das Holz stets ca. 6 m (360 m) vor dem Rechen und in der Mitte der Rinne, was die Ausbildung einer natürlichen, unbeeinflussten Schwimmrichtung ermöglichen sollte.

Das eigentliche Modell bestand im Grunde nur aus einer Reihe von Metallstiften, die in den verschiedenen Winkelstellungen in die Bodenplatte geschraubt wurden. Mit ca. 66 cm Durchmesser und lichten Weiten zwischen den Säulen von etwa 3.4 m, entspricht die Konfiguration einem bereits realisierten V-Rechen am Lainbach (Bayern), die für größere Stämme eine ausreichend große Sperrwirkung gewährleisten sollte. Die Höhe der Rechenelemente wurde auf Grund von Vorversuchen auf 6 m festgelegt.

3 Versuchsreihe 1 : Grundlagen

In der ersten Versuchsreihe wurde geprüft, inwiefern durch die Winkelstellung des Rechens eine gezielte Steuerung der Holzablagerungen auf die linke Seite hin erfolgen könnte. Dies hätte folgende Hauptvorteile:

- Hauptabfluss und Geschiebetransport könnten in der Mitte bzw. am rechten Ufer weiterhin ungehindert stattfinden (bis der Rechen komplett verlegt ist)
- Die Entnahme von Schwemmholzablagerungen, die im Laufe der Zeit z.B. durch kleinere Hochwässer anfallen, könnte womöglich komplett vom Ufer aus stattfinden. Die spezielle Situation an der Rienz (dauernd hoher Abfluss, Zugang nur vom linken Ufer aus) macht daher Überlegungen zur Gebrauchstauglichkeit erforderlich.

Außerdem wurde untersucht, wie die verschiedenen Formationen die resultierenden Fließtiefen, Geschwindigkeiten und den Schwemmholzdurchgang beeinflussen. In die Rinne wurde am linken Rand (erstes Drittel) eine Markierung angebracht, die als Vergleichskriterium für die Ablagerungstendenz diente (vgl. Abb. 1). Für jede Variante wurden bei HQ_2 (200 m³/s) und HQ_{100} (550 m³/s) je fünf Durchgänge durchgeführt und der jeweilige Mittelwert pro Messgröße gebildet.

Ergebnisse

Wie erwartet lagerte sich bei dem spitzen 20° Winkel im Vergleich zu den anderen beiden Varianten mit Abstand am meisten Holz innerhalb der Markierung am linken Rand ab (Abb. 2 links). Bei den Durchgängen mit 550 m³/s wurden hier im Durchschnitt ca. 56% erreicht. Eine Erklärung dafür, dass dieser Wert deutlich über den linkseitigen Ablagerungen bei 200 m³/s (47%) liegt, liefert folgende Beobachtung: Durch die größeren Strömungskräfte konnten z.B. mittig eintreffende Stämme leichter entlang des Rechens in den Keil gleiten. Außerdem rutschten Ablagerungen von der Mitte oftmals nachträglich noch weiter nach unten, wenn neu antreibende Stämme auf sie trafen. Da sich dieser Effekt bei einem geraden Rechen nicht einstellen kann, scheint es logisch, dass sich bei der 90°-Stellung trotz unterschiedlicher Abflüsse die gleichen Anteile innerhalb der Markierung ergaben (ca. 27%). Mit rund 30% bei beiden Abflüssen liegt die 45°-Variante in etwa der gleichen Größenordnung.

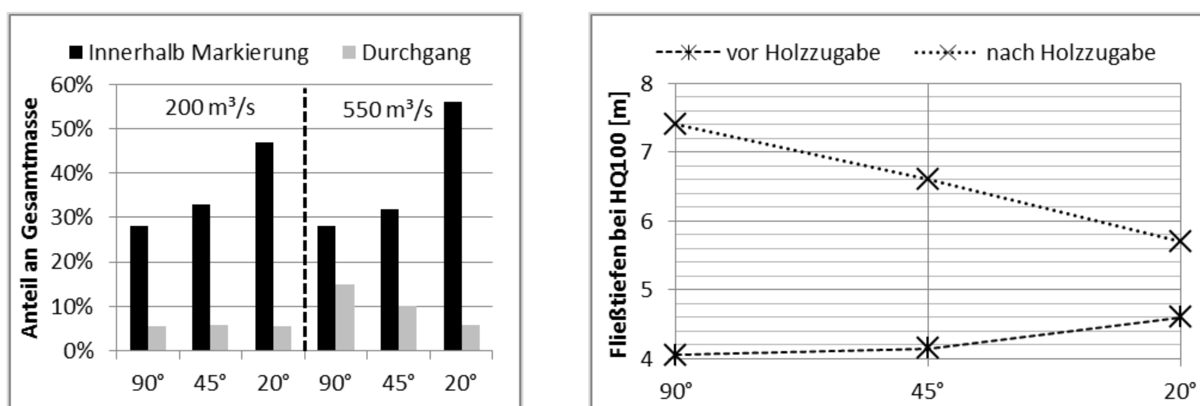


Abb. 2 Links: Anteil Durchgang bzw. Ablagerung innerhalb Markierung; rechts: Fließtiefen im Oberwasser bei 550 m³/s vor und nach Zugabe des Schwemmholzes

Vor den Versuchen lag die Vermutung nahe, dass der (anfängliche) Durchgang bei der 90° Stellung deutlich höher als bei den beiden Schrägrechen ausfallen würde. Grund dafür ist die Tatsache, dass die lichten Weiten zwischen den Stäben bei allen Versuchen zwar gleich gewählt wurden, sich in der zur Fließrichtung senkrechten Projektion aber umso kleinere Abstände ergeben, je schräger der Rechen wird (Grund für die größeren Fließtiefen vor Holzzugabe bei 20°). Es überrascht daher, dass in der Versuchsreihe mit 200 m³/s der Durchgang bei den drei Varianten nahezu identisch ausfiel, sich die erwarteten Unterschiede allerdings bei dem höheren Abfluss einstellten. Vermutlich führten die höheren Fließgeschwindigkeiten zu einer markanteren Längsorientierung der Stämme, die die Durchgangswahrscheinlichkeit bei den größeren Stababständen schließlich deutlich erhöhte.

Wie in anderen Versuchen bereits festgestellt wurde, wirkt sich eine orthogonale Rechenanordnung auf kompaktere Verklausungen und einen hohen Aufstau im Oberwasser

aus [2]. Dieser Effekt zeigte sich auch in den Ergebnissen dieser Untersuchung (Abb. 2, rechts). Im Vergleich zur Ausgangslage vor der Holzzugabe verdoppelten sich die jeweiligen Fließtiefen bei der 90°- Stellung fast. Sehr günstig verhält sich hingegen die 20°-Variante, die durch den Aufstau eine mittlere Fließtiefe von ca. 5,7 m aufweist.

In der ersten Versuchsreihe hatte sich der 20°-Rechen in allen Untersuchungsmerkmalen als die günstigste Variante erwiesen. Die Ablagerungsraten innerhalb der Markierung lagen allerdings deutlich unter den Erwartungen. Aus diesem Grund wurden in einer weiteren Versuchsreihe fünf verschiedene Zusatzmaßnahmen für diese Rechenanordnung untersucht, die bei 200 m³/s (Gebrauchstauglichkeit) die Orientierung zum linken Ufer hin noch verbessern sollten. Die beste Variante wird im Folgenden kurz erläutert.

Eine leichte Sohlerhöhung am linken Ufer stellte hierbei mit über 60% Ablagerungen innerhalb der Markierung und nur 4% Durchgang die effektivste Variante dar. In der Natur entspräche die dafür eingelegte Platte einer Erhöhung von ca. 60 cm auf einer Länge von 40 m. Der leichte Absatz am linken Rand ruft dort höhere Fließgeschwindigkeiten hervor. Dadurch werden die Stämme zum einen schon vor dem Eintreffen am Rechen etwas nach links geleitet. Zum anderen bewirkt die Sohlerhöhung eine leichte Querströmung, die einen Teil der rechts oder mittig angelagerten Stämme nachträglich noch in die Markierung bewegt. Als positiver Nebeneffekt werden die Stämme vorwiegend parallel zum Rechen ausgerichtet, wodurch sich die niedrige Durchgangsquote erklären lässt.

4 Versuchsreihe 2: Überlastfälle beim HQ100

Mit dieser Versuchsreihe wurde untersucht, wie sich die verschiedenen Rechenanordnungen bei außergewöhnlichen Belastungen verhalten. Bei deutlich größeren Holzmengen wurde geprüft, wie sich Schwallwellen und der Ausfall einzelner Rechenelemente auf die Rückhaltefunktion des Rechens auswirken und wie sich dabei die Eigenschaften des Holzverhaus verändern (Länge, Höhe, Aufstau). Durch das Einleiten von Schwallwellen sollte das Aufbrechen von natürlichen Verklausungen im Oberlauf der Rienz nachgestellt werden. Dazu wurde in die Versuchsrinne unter konstantem Abfluss eine Tafel eingestellt, hinter der sich ein Aufstau bildete. Durch ruckartiges Ziehen traf dann eine Welle auf den verlegten Rechen. Die Tafel selbst war etwas schmäler als die Rinne, wodurch auch während der Stauhaltung noch ein gewisser Teil des Abflusses den Holzverhau erreichte. Um die Schwallwellen reproduzierbar zu machen, wurde die Dauer der jeweiligen Stauhaltung mit einer Stoppuhr überprüft bzw. definiert. Pro Winkel wurden drei Durchgänge gefahren, von denen sich jeder aus den vier Phasen Verklausung nach erfolgter Holzzugabe (a), Einleitung der ersten Schwallwelle (b), Einleitung der zweiten Schwallwelle (c), Ausbau von drei Rechenelementen und Einleitung der dritten Schwallwelle (d), zusammensetzte.

Ergebnisse

Der Holzverhau schiebt sich durch die Schwallwellen innerhalb der verschiedenen Phasen deutlich zusammen. Die größte Stauchung erfährt der Schwemmholzteppich bei 90°, dessen Länge von Phase a (ca. 38 m) zu Phase d (ca. 18 m) etwa um die Hälfte abnimmt. Der Holzverhau bleibt bei der 20°-Stellung auch nach den drei Schwallwellen relativ lang (Phase a: 61 m; Phase d: 50 m) und verkürzt sich nur um ca. 18%. Wie bereits in Versuchsreihe 1 zeigt sich der 45°-Winkel mit ca. 32% Stauchung als Mittelmaß zwischen den beiden Extremen.

Die Längsstauchung wird durch einen Anstieg der Verklausungshöhe kompensiert (Abb. 3). Sehr ausgeprägt ist dieses Verhalten beim 90°-Rechen: Die große Längsstauchung führt zu einem ca. 9 m hohen Holzverhau an der Rechenfront. Ein Großteil des Schwemmholzes befindet sich demnach bereits deutlich über der Oberkante des Rechens und ein Ausbruch wird nur durch gegenseitiges Verhaken der Stämme verhindert (Abb. 3, rechts).

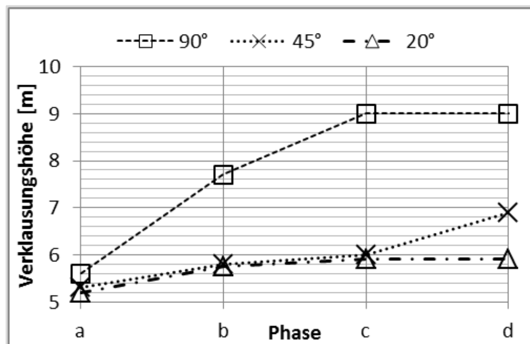




Abb. 3 Links: Entwicklung der absoluten Verklausungshöhe an der Rechenfront; rechts: 3 m Überstand des Holzverhaus beim 90°-Rechen nach Phase d

Im Vergleich zu Versuchsreihe 1 (geringere Holzmenge, keine Schwallwellen) sind die maximalen Fließtiefen im Oberwasser bei der 20°-Variante von 5,8 m auf 7,2 m, bei 45° von 6,9 m auf 8,5 m und bei dem 90°-Rechen schließlich von 7,5 m auf 9,0 m angestiegen und bleiben über die Phasen a bis d nahezu konstant, d.h. dass sie durch die Schwallwellen kaum beeinflusst wurden. Festzuhalten ist auch, dass auch durch den simulierten Ausfall von drei Rechenelementen nach Phase c und die anschließende große Schwallwelle, die die Verklausungen meist komplett überspülte, die Rückhaltefunktion bei allen Varianten ausgesprochen hoch gehalten werden konnte. Obwohl der Wasserspiegel durch den Aufstau vor allem bei der 45°- und 90°-Stellung deutlich über der Höhe der Rechenkonstruktion lag, brach der Holzverhau durch die Schwallwellen in keinem Durchgang aus.

5 Versuchsreihe 3 : Überlastfälle beim HQ300

Mit der letzten Versuchsreihe sollten durch noch extremere Randbedingungen die Belastungsgrenzen der verschiedenen Rechenanordnungen aufgezeigt werden. Dadurch sollten sich die Unterschiede der verschiedenen Varianten bei Überbelastung wesentlich deutlicher als in der vorangegangenen Versuchsreihe darstellen. Der Abfluss wurde zu 634 m³/s (HQ_{300}) gewählt. Auf die Simulation von Stabausfällen wurde bei diesen Untersuchungen verzichtet. Pro Winkel wurden wieder fünf Durchgänge gefahren. Zur Erzeugung einer extremen Schwallwelle wurde die Tafel für 40 Sekunden in die Rinne gestellt, wodurch sich eine Stauhöhe von ca. 15 m ergab.

Ergebnisse

Anders als bei den Messungen mit 550 m³/s fällt in dieser Versuchsreihe auf, dass sich für die Fließtiefen im Oberwasser nach Holzzugabe für die 45°-Stellung (8,7 m) und den 90°-Winkel (8,8 m) nahezu identische Werte ergeben (Abb. 4, links). Die Verklausungen fallen bei den beiden unterschiedlichen Varianten offensichtlich gleich dicht aus. Relativ günstig verhält sich wiederum der 20°-Rechen, bei dem der Pegel nur auf 7,5 m ansteigt.

Bei vier von fünf Versuchen mit der 90°-Variante wurden durch die Welle jeweils mehr als 80% des Schwemmholzes über den Rechen gespült (Abb. 4, rechts). Der Ausbruch gestaltete sich stets so, dass der Holzverhau von der Welle drastisch zusammengestaucht und komplett überspült wurde. Die Verklausung konnte sich dann noch eine kurze Zeit halten, bevor sie durch den steigenden Strömungsdruck und Auftrieb über den Rechen gehoben wurde. Das komplette Holz brach dann zeitgleich als Einheit aus. Eine Ausnahme bildete der dritte Durchgang, bei dem die Welle den Holzverhau zwar ebenfalls deutlich stauchte und komplett überspülte, aber keinen Ausbruch verursachte.

Ein ähnliches Verhalten wurde auch bei der 45°-Variante an den Tag gelegt. Im ersten und vierten Durchgang brach die Verklausung ebenfalls nahezu vollständig aus. Bei den restlichen drei Durchgängen wurde durch die Schwallwelle wiederum verhältnismäßig wenig Holz in das Unterwasser befördert.

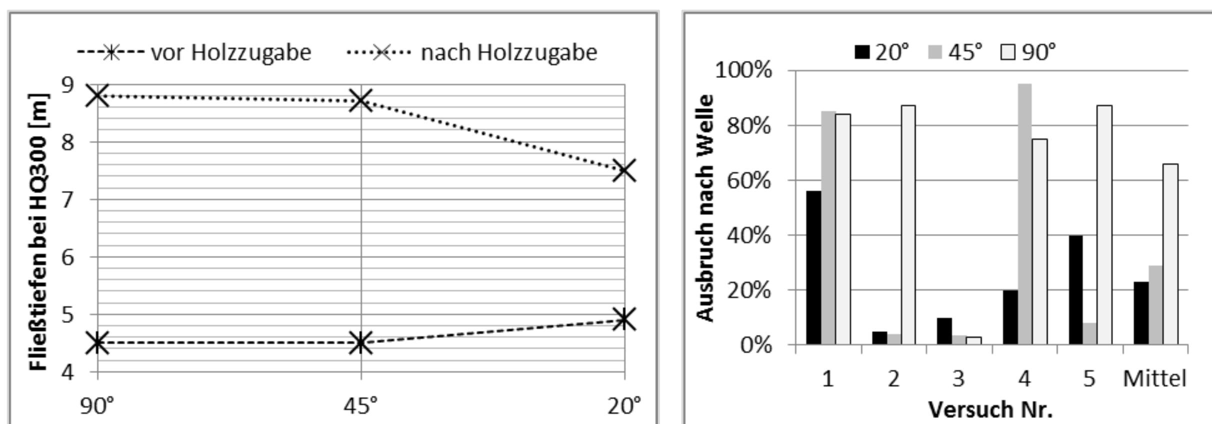


Abb. 4 Links: Fließtiefe im Oberwasser vor und nach Holzzugabe; rechts: Holzdurchgang nach Einleitung der Schwallwelle (bezogen auf Gesamtmasse)

Etwas günstiger zeigte sich der 20°-Rechen, bei dem der Holzverhau zwar auch komplett überspült wurde, die Welle den Haufen aber entlang des Rechens nach links schiebt, wo sich schließlich ein Teil verkeilt und den Schwall unbeschadet übersteht (Abb. 5). Außerhalb des Keils werden lockerer gelagerte Stämme vorwiegend über die rechte Seite nach und nach in das Unterwasser geschwemmt. Ein Ausbruch des gesamten Holzverhaus kann also durch diese Rechenanordnung verhindert werden. Allerdings konnten bei zwei Durchgängen auch hier erhebliche Mengen an Schwemmholz in den Unterlauf gelangen.

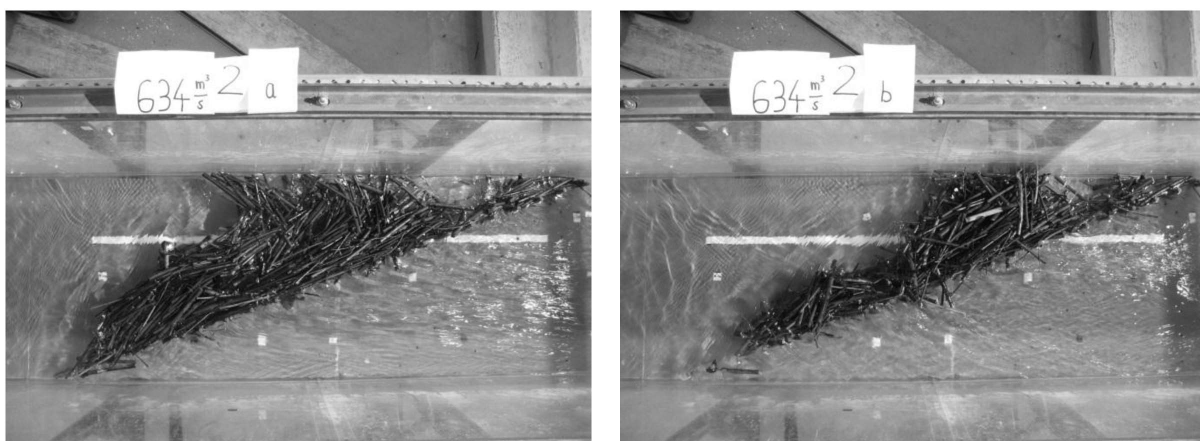


Abb. 5 Holzverhau in Durchgang 2 vor (links) und nach (rechts) Einleitung der Schwallwelle

Fazit

Modellschwächen

Auf Grund des finanziellen und zeitlichen Rahmens der Diplomarbeit konnten nur sehr einfache Grundlagenversuche gemacht werden. Für eine Bauwerkdimensionierung sollten tiefergehende Untersuchungen durchgeführt werden. Mit einer moderneren Messausstattung (z.B. PIV) könnten Fließgeschwindigkeiten verlässlicher und z.B. direkt unter dem Holzverhau gemessen werden. Eine Erfassung der Kräfte auf die Rechenstäbe wäre ebenfalls durchaus interessant. Um statistisch besser abgesicherte Ergebnisse zu erzielen, empfiehlt sich eine deutlich höhere Zahl an Versuchsdurchgängen. Zudem sollten für künftige Versuche Überlegungen zu einer reproduzierbaren, ggf. maschinellen Schwemmholzzugabe angestellt werden. Der Verzicht auf Geschiebe, Wurzelstöcke und sehr feines Treibgut war versuchsbedingt notwendig und führte zu einer Unterschätzung des Aufstaus. Der relativ kleine Maßstab und das verwendete Modellgesetz führten zudem zu Maßstabseffekten, z.B. bei den Steifigkeiten des Modellholzes. Auch der Wandeinfluss der schmalen Rinne ist nicht zu vernachlässigen. Die Simulation der Schwallwellen erfolgte nach Gefühl, da es bislang keine Bemessungsgrundlagen für den Ablauf von natürlichen Dammbruchszenarien gibt.

Variantenvergleich

Die orthogonale Ausführung des Rechens führt neben einem großen Aufstau zu großen Fließgeschwindigkeiten im Unterwasser und zu einen erhöhtem Durchgang. Bei extremen Belastungen bricht der Holzverhau meist gänzlich aus und gerät konzentriert in den Unterlauf.

Bezüglich der Ablagerungstendenz und Überlastbarkeit liefert ein Winkel von 45° kaum Vorteile zur senkrechten Ausführung. Die Fließgeschwindigkeiten und der Aufstau siedeln sich beim HQ_{100} mittig zwischen dem 20°- und 90°-Rechen an. Beim HQ_{300} tendieren diese Größe klar in Richtung 90°-Variante.

Der 20°-Rechen hat sich in allen Untersuchungsmerkmalen als die günstigste Variante erwiesen. Die schräge Anordnung führt zu weniger Aufstau, geringeren Fließgeschwindigkeiten im Unterwasser, einer vereinfachten Schwemmholzentnahme und zu einem günstigeren Verhalten bei extremen Schwallwellen. Als zusätzlicher Vorteil ergibt sich eine geringere Belastung der Einzelsäulen, da sich die Kräfte auf eine deutlich höhere Anzahl an Stäbe verteilen können. Der Mehraufwand für die wesentlich größere Konstruktion darf allerdings auch nicht außer Acht gelassen werden. Um die Ablagerungstendenz zusätzlich zu verbessern, empfiehlt sich eine leichte Sohlerhöhung am linken Rand. Als positiver Nebeneffekt stellt sich dabei ein, dass das Gewässer in einem größeren Bereich befahrbar wird (vorausgesetzt, dass die Fließtiefe im Bereich der Erhöhung ein Befahren erlaubt).

Literatur

[1] Asenkerschbaumer, M., 2009: „Analyse der Schwemmholzproblematik in der Rienz bei Brixen“; Diplomarbeit am Lehrstuhl für Wasserbau, TU München, unveröffentlicht

[2] Knauss, J. (1995): „Von der oberen zur unteren Isar“; Kapitel „Treibholzfänge“; S.23-66; Berichte der Versuchsanstalt Obernach und des Lehrstuhls für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft der Technischen Universität München; Nr. 76

[3] Rimböck, A. (2003): Schwemmholzrückhalt in Wildbächen. Grundlagen zu Planung und Berechnung von Seilnetzsperren. Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft; Technische Universität München; Nr. 94

Anschrift des Verfassers

Marius Asenkerschbaumer
Lehrstuhl für Wasserbau
Technische Universität München
Arcisstr. 21
D-80333 München
E-mail: asenkerschbaumer@tum.de

LSPIV im Wasserbau

Thomas Gschnitzer

Zusammenfassung

Dieser Beitrag befasst sich mit der Anwendung von „large-scale particle image velocimetry" (LSPIV) im Wasserbau. Im ersten Teil werden Bespiele aufgezeigt, bei welchen im Labor oder in der Natur diese Messmethode angewendet wurde. Weiter werden die einzelnen Komponenten der Messanlagen beschrieben. Im Labor erweist sich diese Technik durch die bessere Abstimmbarkeit der Randbedingungen als gut anwendbar. Im zweiten Teil wird die Methode zur Auswertung mit LSPIV beschrieben. Der Ausblick befasst sich mit möglichen Anwendungen von LSPIV im Wasserbaulabor der Universität Innsbruck.

1 Einleitung

Seit 1984 wird der Name „particle image velocimetry" (PIV) in der Literatur für eine Methode zur Messung von Geschwindigkeitsvektorfeldern in Flüssigkeiten oder Gasen verwendet. Der Grundgedanke hinter der Methode ist einfach. Er besteht in der Bestimmung von Geschwindigkeitsvektoren indem die betrachteten (sich bewegenden) Objekte zu zwei verschiedenen Zeitpunkten optisch erfasst, und der ausgeführte Weg der Objekte anhand der Bilder bestimmt wird. In der Erforschung turbulenter Strömungsvorgänge wird PIV häufig verwendet. Es hat den Vorteil dass es sowohl für klein- als auch groß maßstäbliche Bereiche einsetzbar ist, hohe Strömungsgeschwindigkeiten sind ebenso kein limitierender Faktor. Zusätzlich ist es nicht notwendig a priori die Richtung der Geschwindigkeitsvektoren zu kennen. Ein typischer Aufbau eines zwei dimensionalen PIV Systems besteht aus einer Hochgeschwindigkeitskamera zur Bilderfassung, Partikel welche der Flüssigkeit oder dem Gas zugegeben werden (zur Sichtbarmachung der Strömung), und einer Beleuchtung in Form eines gepulsten Lasers welcher in bestimmten Zeitintervallen eine Fläche in den untersuchten Bereich des Modells projiziert, und so für die nötige Beleuchtung sorgt. Die so gewonnenen Bilder werden dann paarweise ausgewertet, indem ein Bild durch ein regelmäßiges Raster in Abfragebereiche eingeteilt wird, dann werden die Abfragebereiche im zweiten Bild mithilfe von Kreuzkorrelation gesucht. Aus dem zurückgelegten Weg der Abfragebereiche und der verstrichenen Zeit zwischen den Bildern ergeben sich die Geschwindigkeitsvektoren (Adrian 2005). Im Gegensatz zur PIV Methode wo mit Hilfe der Kreuzkorrelation gleiche Muster in den Abfragebereichen der Bilder gesucht werden, steht „particle tracking velocimetry" (PTV) für eine Methode zur individuellen Verfolgung einzelner Partikel (Fujita et al., 1998).

2 LSPIV

Der Übergang von PIV auf „large-scale particle image velocimetry" (LSPIV) erfolgt über die Größe des betrachteten Bereichs. Während bei PIV typischerweise Bereiche untersucht werden welche nicht größer als ein paar Quadratzentimeter sind, werden mithilfe von LSPIV Messungen durchgeführt bei welchen Bereiche von bis zu mehreren hundert Quadratmetern betrachtet werden können. Die Partikel welche eine fundamentale Rolle in der Visualisierung der Strömung spielen, sind bei dieser Methode in ihren Abmessungen entsprechend größer (Fujita et al., 1998).

Die Abmessungen der Partikel werden so gewählt dass sie einerseits groß genug sind um optisch erfasst werden zu können, andererseits dass sie klein genug sind um der Strömung ausreichend folgen zu können (Kantoush et al., 2011). Die Beleuchtung sowie die Bilderfassung sind ebenfalls der Methode angepasst. So wird beispielsweise bei Anwendungen in der Natur die Sonne als natürliche Beleuchtung genutzt. Die Schritte der Bildverarbeitung wiederum (Kreuzkorrelation) sind dieselben wie bei der PIV Methode (Fujita et al., 1998).

Kantoush et al. (2011) beschreibt in seiner Arbeit sieben Laboranwendungen und eine Feldanwendung von LSPIV. In diesen Anwendungen wird stets das Ziel verfolgt Oberflächengeschwindigkeiten von offenen Gerinnen zu bestimmen. Das LSPIV System im Labor ist dabei jeweils aus sechs Komponenten zusammengesetzt: einer Kamera, den Partikeln (Tracer), einem Gerät zur Zugabe der Partikel, einer Beleuchtung, einem Computer zur Datenerfassung und der Software zur Auswertung. Es wurden Kameras welche für die auftretenden Fließgeschwindigkeiten und verwendete Partikelgröße eine passende Bildrate und Auflösung liefern verwendet (SUMIX 155M, 33 fps bei 1,3 MP Auflösung). Je höher die Fließgeschwindigkeiten desto höhere Bildrate sind notwendig um auswertbare Bilder zu erhalten. Für die verwendeten Weitwinkelobjektive war zudem eine Korrektur der Verzeichnung mithilfe von Software notwendig. Vorteil bei der Verwendung solcher Objektive ist die Größe des Bereichs der durch eine Kamera abdeckbar ist. Die zugegebenen Tracer zur Sichtbarmachung der Strömung mussten groß genug sein um einerseits von der Kamera erfasst werden zu können, andererseits musste die Anzahl der Partikel der Auflösung der Kamera und der gewünschten Auflösung des Geschwindigkeitsvektorfelds angepasst sein. Für die Versuche wurden zylindrische Partikel aus Polypropylen (Dichte = 960 kg/m³, mittlerer Durchmesser = 3,4 mm) verwendet. Die Beleuchtung ist eines der wichtigsten Komponenten des Versuchsaufbaus. Für jeden Versuch musste daher die Beleuchtungen (meistens Halogen Lampen) den Umgebungsbedingungen angepasst werden um Reflektionen und Schatten an der Wasseroberfläche zu minimieren. Zudem gewährt eine gute Beleuchtung kurze Verschlusszeiten was wiederum auch bei hohen Strömungsgeschwindigkeiten die Aufnahme scharfer Bilder ermöglicht. Die Modellversuche bei denen LSPIV angewendet wurde befassen sich beispielsweise mit der Untersuchung des Verhaltens eines Streichwehrs im Hochwasserfall oder Untersuchungen zur Morphologie einer Flussmündung.

Le Coz et al. (2010) benutzt LSPIV als Feldanwendung um Fließgeschwindigkeiten in Gerinnen zu bestimmen (siehe Abb. 1). Durch Extrapolation der Oberflächengeschwindigkeiten über den Gerinnequerschnitt kann der Abfluss berechnet werden. Besonders bei Hochwasserereignissen bei welchen Schlüsselkurven von Pegelmessstellen nicht immer zuverlässig sind stellt diese Methode eine gute Alternative zur Pegelmessung dar. Eine mobile und eine fix installierte LSPIV Anlage wurde zur Datenerfassung am Fluss benutzt, wobei zur Bilderfassung kommerziell erhältliche Kameras verwendet wurden (Canon MV750i für die mobile Anlage). Die Sonne diente als Beleuchtung und an der Wasseroberfläche vorkommende Partikel wie Luftblasen infolge von Turbulenzen, schwimmende Partikel wie z.B. Laub sowie Reflektionen als natürliche Tracer. Die Qualität der aufgenommenen Bilder spielt eine entscheidende Rolle in ihrer Auswertbarkeit. Bei schlechten Licht- und Witterungsverhältnissen muss dafür gesorgt werden, dass über künstliche Beleuchtung ausreichend Licht vorhanden ist um Bildrauschen

und lange Verschlusszeiten zu vermeiden. Zudem soll sich der Standpunkt der Kamera so nah wie möglich am Gerinne befinden um die Auflösung der Kamera auszunutzen, und Verzerrungen sowie falsch fokussierte Bilder zu vermeiden. Natürlichen Tracer sind besonders bei Niederwasser nicht immer in der erforderlichen Dichte und gleichmäßig verteilt an der Wasseroberfläche vorhanden. Bei Hochwässern hingegen, spielt dieses Problem eine geringere Rolle. Die bestimmten Oberflächengeschwindigkeiten wurden mit Messungen mit dem ADCP Verfahren verglichen und ergaben eine gute Übereinstimmung (+/- 10 % Abweichung). Der daraus berechnete Abfluss war in akzeptabler Übereinstimmung mit der Pegelmessung (< 20 % Abweichung). Bei der Bilderfassung erwies sich das Aufnehmen einer Bilderserie (12 aufeinanderfolgende Bilder) als besser geeignet als das paarweise Aufnehmen von Bildern. Grund dafür ist, dass paarweise aufgenommene Bilder oft nicht die nötige Informationsdichte aufweisen um ausgewertet werden zu können. Innerhalb der Bilderserie ist die Wahrscheinlichkeit größer dass Bildpaare vorhanden sind bei welchen eine Auswertung möglich ist. Zudem können in diesem Fall Ergebnisse von mehreren aufeinanderfolgenden Bildpaaren gemittelt werden.

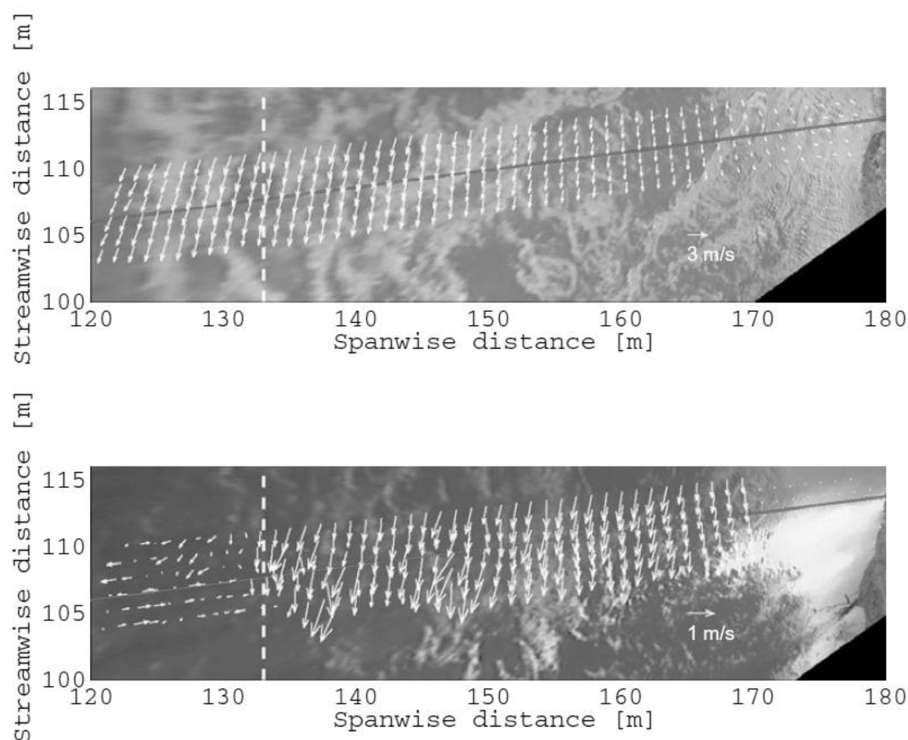


Abb. 1 Beispiel einer Auswertung von Oberflächengeschwindigkeiten eines Flusses mit Hilfe von LSPIV, (Le Coz et al., 2010)

3 Auswertung

In Abbildung 2 wird der grundsätzliche Ablauf einer Auswertung von einem Bildpaar mittels Kreuzkorrelation beschrieben. Im ersten Bild wird ein Abfragebereich (Mittelpunkt P) festgelegt. Im zweiten Bild wird ein Suchbereich festgelegt (hier das gesamte zweite Bild). Dann wird das Abfragebild über den gesamten Suchbereich geschoben und in jeden Punkt der Kreuzkorrelationskoeffizient, R(ab), mit dem Abfragebereich im zweiten Bild gebildet. An der Stelle bei welcher dieser Koeffizient den Maximalwert annimmt stimmt das Abfragebild des ersten Bildes Aufgrund der Grauwerte am besten mit dem des zweiten Bildes überein (Punkt Q).

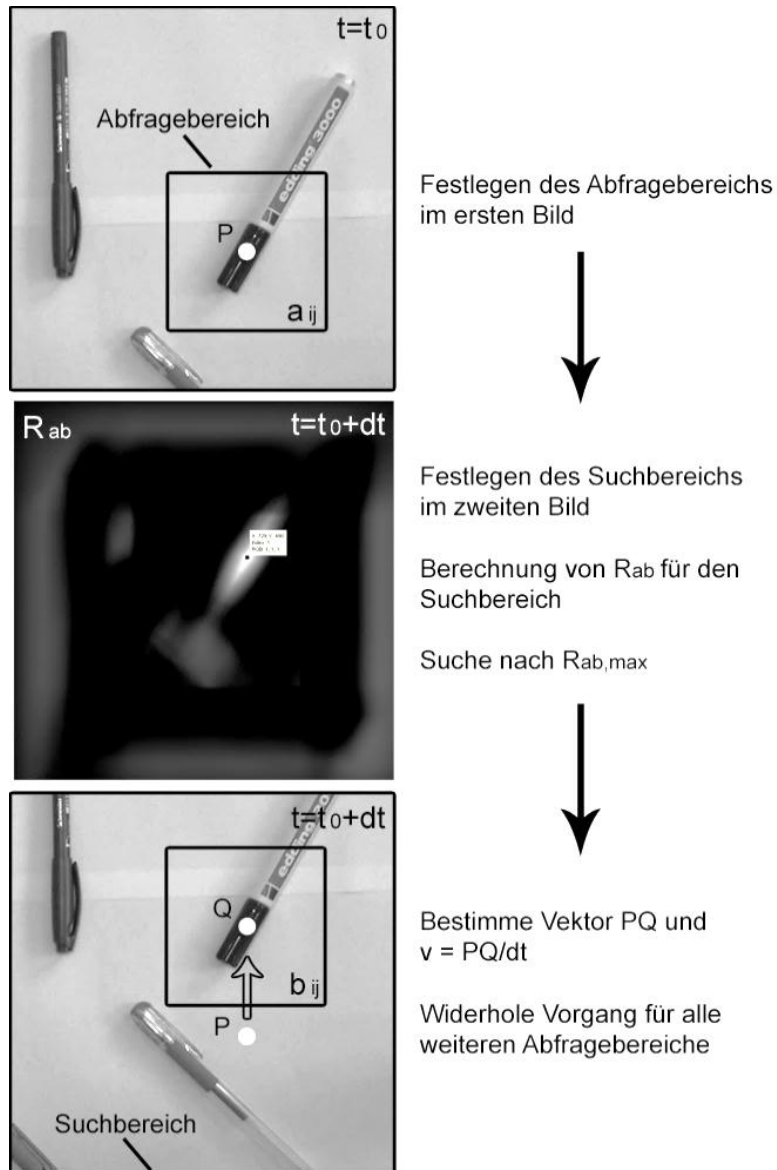


Abb. 2 Ablauf einer Auswertung eines Bildpaares

Zudem kann die Lage des Punktes Q mit Sub-Pixel Genauigkeit bestimmt werden indem eine Gaußfunktion durch die Kreuzkorrelationskoeffizienten gelegt wird. Der Vektor von P nach Q gibt dann den Weg das Abfragebildes in der vom ersten zum zweiten Bild verstrichenen Zeit an, die Geschwindigkeit kann dann einfach über die Zeitdifferenz berechnet werden. Dann folgen alle weiteren Abfragebereiche aus dem ersten Bild. Üblicherweise werden die Abfragebereiche erzeugt idem ein regelmäßiges Raster über das Bild gelegt wird (Fujita et al., 1998). In MATLAB® (Version R2011a) ist die Kreuzkorrelation in der Funktion „normxcorr2“ implementiert und wurde zur Erstellung des Beispiels in Abbildung 2 verwendet.

Der Kreuzkorrelationskoeffizient, R(ab), wird für ein Graustufenbild wie folgt berechnet:

$$R_{ab} = \frac{\sum_{i=1}^{n}\sum_{j=1}^{n}\left\{\left(a_{ij} - \bar{a}_{ij}\right)\cdot\left(b_{ij} - \bar{b}_{ij}\right)\right\}}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n}\sum_{j=1}^{n}\left(a_{ij} - \bar{a}_{ij}\right)^2 \cdot \sum_{i=1}^{n}\sum_{j=1}^{n}\left(b_{ij} - \bar{b}_{ij}\right)^2}}$$

Wobei n die Größe des Abfragebereichs, a und b die Grauwertintensitäten im Abfragebereich des ersten und zweiten Bildes, und a und b Strich die Mittelwerte der Intensitäten der Abfragebereiche sind.

Durch die Normierung wird der Kreuzkorrelationskoeffizient unabhängig von Intensitätsniveau und der Größe des Abfragebereichs. Durch die Bereinigung der einzelnen Werte durch den Mittelwert wird der Beitrag des Hintergrundrauschens im Bild verringert (Blumrich 2009).

Der numerische Aufwand zur Berechnung der Kreuzkorrelationskoeffizienten aller Abfragebereiche eines Bildpaares ist groß. Häufig bedient man sich der schnellen Fourier-Transformation (FFT) um den Rechenaufwand zu minimieren. Dafür wird eine Fourier-Reihe aus den Intensitäten der Auswertebereiche in beiden Bildern berechnet, und diese dann konjugiert komplex multipliziert, das Ergebnis entspricht dann wiederum der Kreuzkorrelation (Blumrich 2009).

Um Partikel in einem Geschwindigkeitsfeld hoher Dynamik in guter Auflösung (Auflösung des Geschwindigkeitsvektorfelds) abbilden zu können ist eine Methode der iterativen Bilddeformation anzuwenden. Das bedeutet dass es mehrere Auswerteschritte gibt, wobei mit jedem Schritt der Auswertebereich verkleinert wird. Im ersten Durchgang wird das erste Bild in ein grobes Gitternetz unterteilt was die Auswertebereiche ergibt. Nach Berechnung jeder Verschiebung bezogen auf das zweite Bild wird das erste Bild entsprechend der Verschiebungsvektoren deformiert (siehe Abbildung 3, oben).

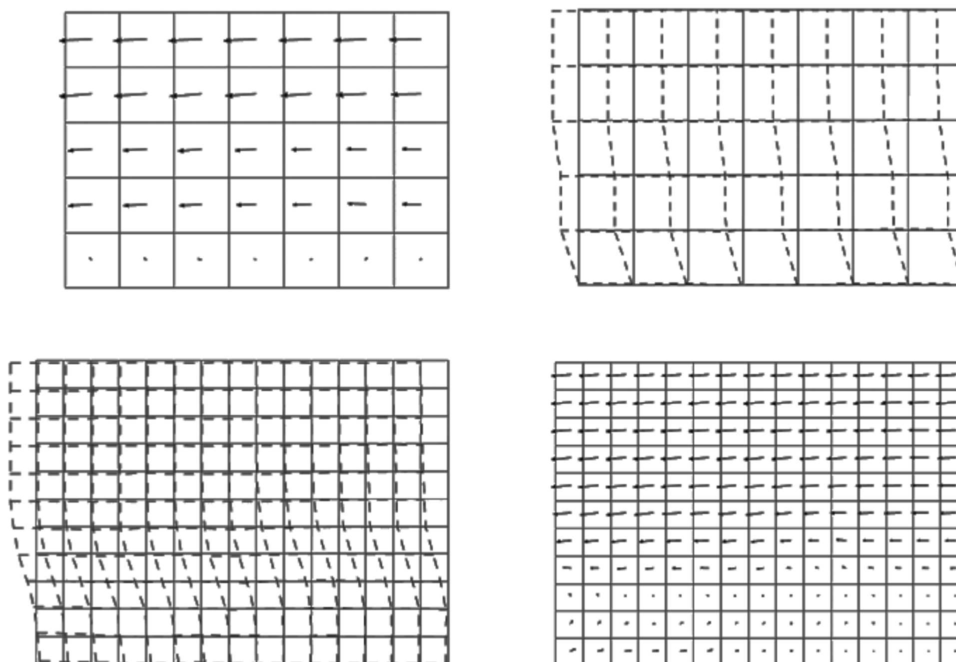


Abb. 3 Schema zur iterativen Bilddeformation, (Scarano, 2002)

Im nächsten Schritt wird ein feineres Netz über das deformierte Bild gelegt und der Vorgang wiederholt (siehe Abbildung 3, unten). Die im zweiten Schritt gewonnenen Vektoren werden dann zu denen aus dem ersten Auswerteschritt addiert. Vorteil dieser Methode ist, dass hohe Dynamik in Geschwindigkeitsfeldern im ersten Iterationsschritt durch große Abfragebereiche abgebildet werden kann.

In den folgenden Schritten wird die Auflösung der Abfragebereiche verfeinert, und kleine Turbulenzen (im Vergleich zur Größe des Bildes) können bestimmt werden (Scarano 2002).

Fujita et al. (1998) gibt als generelle Empfehlung an, die optische Achse der Kamera im rechten Winkel auf die Wasseroberfläche zu positionieren. In diesem Fall sind die Bild- und die Objektebene parallel und senkrecht zur optischen Achse der Kamera. Die Zentralprojektion des Bildes der Kamera wird so unter Annahmen dass das Objekt (die Wasseroberfläche) eine Ebene ist zu einer maßstäblichen Parallelprojektion. Bekannte Passpunkte am Objekt lassen dann auf den Bildmaßstab schließen. Schließt die optische Achse mit dem Objekt keinen rechten Winkel ist es notwendig das Bild über eine ebene Entzerrung mit Hilfe von mindestens vier Passpunkten in eine Parallelprojektion zu transformieren.

Ausblick

Für Schwemmholzversuche, welche zurzeit im Wasserbaulabor der Universität Innsbruck laufen, soll die LSPIV Methode auf ihre Anwendbarkeit, Zuverlässigkeit und Genauigkeit getestet werden. Eine der ersten Fragestellungen ist, ob sich das Holz als Tracer eignet, oder ob zusätzliche „künstliche“ Partikel zugegeben werden müssen um die Bilder auswertbar zu machen. Ettena et al. (1997) untersucht in seiner Arbeit die Bewegung von Eisschollen und die Entstehung von Eisstößen im Mündungsbereich vom Missouri in den Mississippi. Er zeigt dass für den Modellversuch die Modell-Eisschollen selbst gut als Tracer verwendet werden können, sofern sie mit der notwendigen Dichte an der Wasseroberfläche vorhanden sind. Die Muster die sich ergeben stellen eine gute Grundlage zur Auswertung mittels Kreuzkorrelation dar.

Ziel der Anwendung der LSPIV Messmethode im Wasserbaulabor der Universität Innsbruck ist es Geschwindigkeitsvektoren von schwimmenden Holzstämmen, Wurzelstöcken und anderem Treibgut zu bestimmen um sich mit folgenden Fragestellungen beschäftigen zu können:

Welches Strömungsfeld ist zur Mobilisierung und Ausrichtung von Holz im Gerinne notwendig? Wie verhält sich die Bewegung von Holz zum Strömungsfeld des Wassers? Wie verhält sich Schwemmholz an Schutzbauwerken, Brücken und anderen hydraulischen Engstellen (Grundlage zur Optimierung!)? Mit welchen Anprallgeschwindigkeiten von Holzstämmen an Bauwerken ist zu rechnen?

Die Software welche zur Auswertung der Labormessungen getestet werden soll ist PIVlab (Version 1.31). PIVlab ist ein Open Source Tool für MATLAB® (Version R2011a) mit graphischer Benutzeroberfläche. Es bietet die schnelle Fourier-Transformation und Bild Deformationsmethode als Auswertealgorithmus an. Zusätzlich können mehrere pre und post processings an den Bildern und den Vektoren durchgeführt werden wie z.B. das Maskieren uninteressanter Bereiche oder die Interpolation fehlender Geschwindigkeitsvektoren.

Literatur

[01] Adrian R. J. (2005). Twenty years of particle image velocimerty. Experiments in Fluids, 39: 159–169

[02] Blumrich F. (2009). Optische korrelationsbasierte Messtechnik mittels zufälliger Punktemuster. Dissertation. Institut für Photogrammetrie der Universität Stuttgart

[03] Ettema R., Fujita I., Muste M. & Kruger A. (1997). Partice-image velocimetry for whole-field measurements on ice velocities. Cold Regions Sciende and Technology, 26: 97-112

[04] Fujita I., Muste M. & Kruger A. (1998). Large-scale particle image velocimetry for flow analysis in hydraulic engineering applications. Journal of Hydraulic Research, 36:3: 397-414

[05] Kantoush, S.A., Schleiss A. J., Sumi T. & Murasaki M. (2011). LSPIV implementation for environmental flow in various laboratory and field cases. Journal of Hydro-environment Research, doi:10.1016/j.jher.2011.07.002

[06] Le Coz, J., Haute A., Pierrefeu G., Dramais G. & Camenen B. (2010). Performance of image-based velocimetry (LSPIV) applied to flash-flood discharge measurements in Mediterranean rivers. Journal of Hydrology, doi:10.1016/j.jhydrol.2010.05.049

[07] Scarano F. (2002). Iterative image deformation methods in PIV. Measurement Science and Technology, 13: R1-R9

Software

[01] MATLAB R2011a. The MathWorks Inc. Natick, Massachusetts

[02] PIVlab-Time-Resolved Digital Particle Image Velocimetry Tool for MATLAB. Version 1.31. Dipl. Biol. William Thielicke & Prof. Dr. Eize J. Stamhuis

Anschrift des Verfassers

Thomas Gschnitzer
Arbeitsbereich für Wasserbau, Institut für Infrastruktur
Universität Innsbruck
Technikerstrasse 13
A-6020 Innsbruck
E-mail: thomas.gschnitzer@uibk.ac.at

Physical effects of load fluctuations in rivers

Stephan Spiller, Nils Rüther, Ånund Killingtveit

Abstract

The project aims for a better understanding of the effects of rapid flow fluctuations in rivers. This is necessary for planning hydropower peaking operations and for designing hydraulic structures. The goal of the study is to develop methods for predicting the effects of fluctuating flows, to develop guidelines and to propose mitigation measures. To achieve this goal, a major focus is set on laboratory experiments to be performed in a hydraulic flume at the Department of Hydraulic and Environmental Engineering at NTNU in Trondheim. Today, modern measurement techniques and devices can provide a close look at influencing processes and coherent flow structures, closer as it was possible in the past. This enables the capturing of highly unsteady processes during flash floods, which have only been rarely studied yet. So far, a close collaboration with other institutes such as NTNU Department of Marine Technology, Sintef MARINTEK in Trondheim and the Leichtweiß Institute for Hydraulic Engineering in Braunschweig, Germany, afford a fast adaption of the state of the art knowledge on this topic during the first years and provides a possibility of experience exchange on a very high scientific level. Further cooperation with related institutes will hopefully be developed soon, to stimulate discussions and to benefit from each other’s work.

1 Background

Europe’s plans to overcome the problems of high CO2 emission by supporting renewable energy technologies are accompanied by new challenges. Due to the fact that wind and solar power is not assessable in a way as conventional power plants, the energy supply on the market is very variable. To stabilize these fluctuations and to meet the energy market in a globalized system, energy must be stored in times of overproduction to be accessible for times of a higher demand. To follow this strategy, the storage capacity for Europe’s energy market must be raised. Norway has thereby a great potential to provide such capacity through it’s already highly developed but still expandable hydropower system. Norway even seeks to be “Europe’s green battery” (www.cedren.no).

Concurrently to the fluctuations of energy supply and demand, this damping system has to perform contrarian fluctuations in order to equalize supply and demand. Therefore in the future, hydropower plants that regulate the flow in a river will produce more variability in the flow regime then it was known in the past. The consequences of these load fluctuations for the river bed are not yet fully understood although there will certainly arise several physical and environmental effects.

The sediment bed of a river is a complex structure and the characteristics of a certain riverbed depend on a series of influencing parameters such as bed slope, sediment supply or discharge. However many river sections that are used for hydropower generation show the characteristics of an armored riverbed.

The armoring of a riverbed is a longsome and protracted vertical grain sorting process. Fine sediments in gravel bed rivers tend to settle down in between the coarser particles and cause embeddedness.

This leads to more stability of the single particles to rest in their position during phases of increased flow and shear stress. In the next step, these coarser particles give sediments a certain degree of protec-tion through hiding processes, “which can be viewed as a combination of grain projection and exposure” (Powell, 1998). Chin et al. (1994) describe streambed armoring as the following: “If the flow conditions are such that sediments of all sizes are not in motion, a protective layer, known as the armor layer, develops on the bed surface. With formation of an armor layer, further erosion of the bed is inhibited, but finer sediment particles from tributaries may move downstream over the armor layer”.

The flow conditions in the river, have without a doubt a major influence in armoring processes and sediment transportation within a river and for a laboratory model with equally distributed riverbed particle sizes, Schälchli (1992)’s hypothesis that those “can be represented by the dimensionless shear stress” might be true and could even be a proper way to estimate the effects of a certain flow situa-tion. Nevertheless, some research activity regarding the effect of turbulence and coherent flow structures on the dynamics of certain particles within a coarse riverbed exists (Dwivedi et al., 2011). A further step would be to investigate the influence of a highly unsteady flow due to either natural floods or to artificial flow fluctuations from hydropower peaking scenarios. The last point is not yet explored but could have an additional impact on armor layer development and is therefore a major objective of this PhD project.

Armor layers generally increase the stability of the riverbed. Although the threshold of surface particle movement is higher within an armored river, the riverbed is not unbreakable. Several studies (Hassan & Church, 2000; Jackson & Beschta, 1984; Ka. Koll, 2002, 2004; Kl. Koll et al., 2010; Sklar et al., 2009; Vericat et al., 2006) observed the processes of break up and reestablishment within armored rivers or flumes. Vericat et al. (2006) observed the river Ebro in Spain during several floods between 2002 and 2004. He noticed that the static armor layer in river Ebro, broke up under the increasing shear stresses obtained by large floods between 2002 and 2003 and tended to reestablish during a period of several low floods between 2003 and 2004. This “pattern of ’wash out during floods’ and ’reforming on waning flows’ ” conforms to the observations made by Parker et al. (1982), while it disaccords with studies of Wilcock and DeTemple (2005) who suggested that low flow armor layers persist during large flows. Vericat et al. (2006)’s data “obtained in the Ebro provides field evidence that the armor does not persist over large floods”.

Load fluctuations in rivers imply periodical changes of the flow structure. While the shear stress along the riverbed for sure follows these changes, it is still unknown whether the unsteady nature of these fluctuations has an additional effect on physical parameters like the shear stress. It is supposed that those might exceed the steady conditions before and after a certain fluctuation. Consecutively, such effects might implicate minor changes at the riverbed. In an armored riverbed, such surface rearrangements might either lead to a higher particle embeddedness, which would stabilize the particles. Or on the other hand it might lead to a higher particle exposure, which could in the most extreme case destroy an armor layer and raise the transported amount of sediment enormously. But not only the bed sta-bility can be affected, it is also imaginable, that unsteady effects lead to a different behavior of fine sediments, which can lead to clogging problems and therefore ecological threads.

The suspended load is another major impact on the riverbed. It is highly involved in the clogging process (Schälchli, 1992) and also seems to have a destabilizing effect on the riverbed: Kl. Koll et al. (2010) describes "investigations of the influence of transported sediment on the stability of a static armour layer, that reported mobilisation of bed material which is immobile under clear water flow conditions". Their results show, that "the transport rates of bed material depend on the grain size of the tracer".

2 Objectives

The main objective of this PhD project is to gain a better understanding of highly unsteady flow in a river. The physical effects during fluctuating flows influence the sediment transport procedures and lead to serious changes in the ecological system of the river. Therefore, this project shall clarify unknown impacts of unsteady flow, and provide this knowledge as an input for other projects within the Centre of Environmental Design of Renewable Energy (CEDREN) concerning the ecological consequences, such as changes in the conductivity of the riverbed. A special focus is therefore set on the incipient motion of bed material due to pressure and velocity gradients close to and within the gravel bed, caused by coherent turbulent flow structures. The scientific objectives for this project can be summarized as an understanding of the connection between the following issues:

- Highly unsteady flow in a river
- Coherent turbulent structures
- Armor layer
- Incipient motion of bed material
- Pore pressure within sediment
- Hydraulic conductivity of the riverbed
- Consequences for the eco system river (Covered by CEDREN partner projects)

3 Scope

The main scope for this project lies on laboratory experiments regarding hydraulics and sediment transport within the facilities of the Department of Hydraulic and Environmental Engineering, as well as the Department of Marine Technology. Furthermore, some field measurements are planned throughout the end of the estimated project duration, to recover the processes, investigated in the laboratory. Further numerical approach of the problem is not planned within this project, whilst fellow researchers might use the results as a proper input for future numerical methods.

Within the topic of river flow, the planned investigations are limited to armored river beds but depending on the progress, it might be of interest to extrapolate the findings on problems regarding river banks and hydraulic structures.

4 Research Methodology

The combination of unsteady flow with problems of sediment transport is a case that impedes many common research methods.

A numerical approach can guide one onto the right way dealing with the unsteady part without regarding a movable bed, but since their effect on sediment transport is not yet investigated, one could not be absolutely certain about the results and further developed hypotheses on the combined problem. It is more likely that the results of experimental investigations like this project will later provide input parameters for respective numerical problems. A pure field study would for sure provide perfect boundary conditions but it would be unlikely to find a hydropower plant that offers to generate certain hydropower peaking scenarios, suitable for the project investigations over a long project period. Furthermore, the appropriate measurement systems for such problems are way more developed for laboratory experiments. Although, a subsequent project step can involve field observations to validate the established hypotheses.

The aspired research method will mainly be focused on laboratory experiments. The hydraulic laboratory at NTNU has just extended its facilities with a new tiltable laboratory flume (Fig. 1). It has a cross section of one square meter and an effective glass sided length of 12.5 meters. A traverse unit on top of the flume will be able to carry certain measurement devices. Most investigations for this project, including an armored gravel bed, will be carried out in this laboratory flume.



Figure 1 New installed experimental flume at NTNU

To capture unsteady processes, it would be most suitable to examine a part of the velocity field in one instantaneous moment. Several measurement techniques will be used to approach to the problem. In a first step, a collaboration with the Department of Marine Technology as well as Sintef MARINTEK in 2011 offered the opportunity to perform stereoscopic PIV (Particle Image Velocimetry), measurements over an artificial copy of an armored river bed made of polyurethane casting resin (Fig. 2). A paper about the production of this artificial gravel bed has been submitted to the 2nd IAHR Europe Congress in Munich, Germany (Spiller et al., 2012).

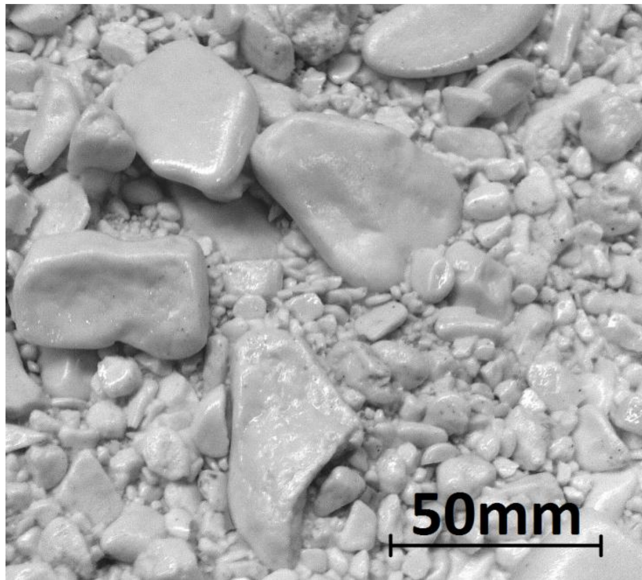


Figure 2 Artificial gravel bed copy for PIV analysis

Furthermore, one side looking and three down looking ADV (Acoustic Doppler Velocimetry) probes are available to perform velocity measurements in the sediment flume at NTNU. Additionally, a set of pressure transducers will provide insight in processes very close and within the gravel bed.

In addition to these pure hydraulic observations, the sediment behavior will be closely examined as well. Schälchi (1992) already reported clogging processes which significantly reduce the hydraulic conductivity of a riverbed and lead to several serious ecological effects. Cause for these clogging processes is mostly the deposition of fine material. Not yet entirely investigated is the influence of unsteady processes such as natural floods or hydropower peaking operations. The stability of the armor layer itself, as well as the deposition and resuspension of fine sediments can be affected by such highly transient flow structures. Therefore, only the study of both: Fluid dynamics and sediment transport can educe a combined theory.

As for the post processing of the collected data, several state of the art algorithms are planned to use. These include statistical methods for the fluctuations in velocity distributions such as quadrant analyses, as well as for the sediment experiments, methods like line-by-number-analysis. Furthermore, methods to obtain more information from instantaneous flow fields could lead to findings within the actual moment of unique turbulent flow structures during one fluctuation. Those can come from pressure and velocity measurements during a fast discharge increase.

5 Expected Results

The two main expected outcomes of this project are on the one hand a better understanding of the highly unsteady processes during fluctuating riverflow and its effects on armored riverbeds. On the other hand, those hypotheses shall be applied to develop mitigation measures for possible negative results of hydropower peaking operations.

Furthermore, those main results can give input to subsequent steps or related projects. A potential case for this would be a numerical adoption of the hypotheses to extend present algorithms. Another one can be further research on the ecological effects of these processes which is already intended by other CEDREN projects.

6 Research Activity

The planned research activity can be visualized in three major steps: In a first step, a collaboration with researchers from the Department of Marine Technology and Sintef MARINTEK during fall 2011, gave the opportunity of highly accurate velocity measurement over an artificial riverbed using a Particle Image Velocimetry (PIV) system (Fig. 3). This "'riverbed-copy"', made of two component casting resin (Fig. 2), has been produced after a stay at the Leichtweiß Institute for Hydraulic Engineering and Water Resources in Braunschweig (Germany) during the summer 2011. The aim of this first step is to find processes influencing the flow exclusively during unsteady effects. The artificial bed eliminates all distracting effects coming from a moving bed made of real sediments so that in this first step, the focus can be set on pure hydrodynamic effects. The results of these measurements are currently in the post processing state and will soon give a possibility to directly compare flow structures in steady and unsteady currents.

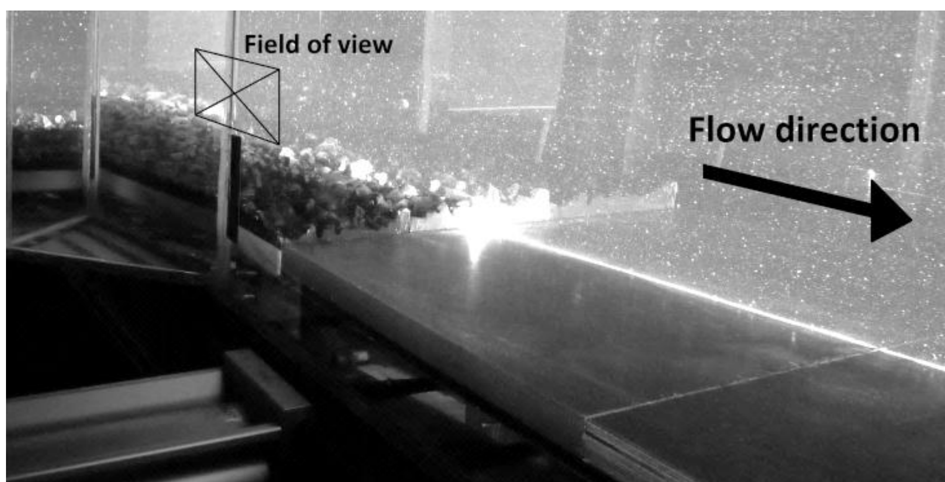


Figure 3 PIV experiment with an artificial streambed

In a second step, a new flume in the hydraulic laboratory of NTNU (Fig. 1) is used to perform sediment experiments with unsteady conditions and to monitor the newly in step one discovered processes in a more natural condition including real sediments.

Given that steps one and two lead to a clear hypothesis of significant effects of fluctuating flows on a natural riverbed, this hypothesis can, in a third step, be validated by recovering the same effects in the field.

Literature studies on relevant topics as well as knowledge exchange with other institutes can be a valuable input for the project, while the continuous publication of the project work can provide new personal connections to other researchers on this topic.

Conclusion

The first experiments within this project have been performed and are currently in the post processing state. Further research activity has been arranged and will be carried out within the next two years.

The exchange of interests and ideas with other researchers in the subject area can be a very important contribution to each other's projects. The associated discussions are always a productive input in ongoing experiments. Thus, this project portrayal should inform researchers working on similar topics about the project and elate them to further discussions.

Acknowledgements

This research is supported by the Center for Environmental Design of Renewable Energy (CEDREN) in Norway.

Literature

[01] Chin, C. O., Melville, B. W., & Raudkivi, A. J. (1994). Streambed armoring. Journal of Hydraulic Engineering - ASCE, 120(8), 899-918.

[02] Dwivedi, A., Melville, B. W., Shamseldin, A. Y., & Guha, T. K. (2011). Flow structures and hydrodynamic force during sediment entrainment. Water Resour. Res., 47(1), W01509. doi: 10.1029/2010wr009089

[03] Hassan, M. A., & Church, M. (2000). Experiments on surface structure and partial sediment transport on a gravel bed. Water Resources Research, 36(7), 1885-1895.

[04] Jackson, W. L., & Beschta, R. L. (1984). Influences of increased sand delivery on the morphology of sand and gravel channels. Water Resources Bulletin, 20(4), 527-533.

[05] Koll, Ka. (2002). Feststofftransport und Geschwindigkeitsverteilung in Raugerinnen. Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH), Karlsruhe.

[06] Koll, Ka. (2004). Transport processes over static armour layers. Paper presented at the 5th Int. Symp. on Ecohydraulics "Aquatic Habitats: Analysis & Restoration", Madrid, Spain.

[07] Koll, Kl., Koll, Ka., & Dittrich, A. (2010). Sediment transport over static armour layers and its impact on bed stability. Paper presented at the River Flow 2010, Braunschweig.

[08] Parker, G., Dhamotharan, S., & Stefan, H. (1982). Model experiments on mobile, paved gravel bed streams. Water Resources Research, 18(5), 1395-1408.

[09] Powell, D. M. (1998). Patterns and processes of sediment sorting in gravel-bed rivers. Progress in Physical Geography, 22(1), 1-32.

[10] Schälchli, U. (1992). The clogging of coarse gravel river beds by fine sediment. Hydrobiologia, 235-236(1), 189-197.

[11] Sklar, L. S., Fadde, J., Venditti, J. G., Nelson, P., Aleksandra Wydzga, M., Cui, Y., & Dietrich, W. E. (2009). Translation and dispersion of sediment pulses in flume experiments simulating gravel augmentation below dams. Water Resources Research, 45(8).

[12] Spiller, S., Rüther, N., & Baumann, B. (2012). Artificial reproduction of the surface structure in a gravel bed. Paper presented at the 2nd IAHR Europe Congress, Munich.

[13] Vericat, D., Batalla, R. J., & Garcia, C. (2006). Breakup and reestablishment of the armour layer in a large gravel-bed river below dams: The lower Ebro. Geomorphology, 76(1-2), 122-136. doi: 10.1016/j.geomorph.2005.10.005

[14] Wilcock, P. R., & DeTemple, B. T. (2005). Persistence of armor layers in gravel-bed streams. Geophysical Research Letters, 32(8), 1-4. doi: 10.1029/2004gl021772

Address of the author

Stephan Spiller
Department of Hydraulic and Environmental Engineering
Norwegian University of Science and Technology (NTNU)
S. P. Andersens veg. 5
NO-7491 Trondheim
E-mail: stephan.spiller@ntnu.no

Die Maßstabseffekte der Kavitationserosion und das Kavitationswolken-Erosionsmodell

Franz Geiger

Zusammenfassung

Die empirisch bestimmten Maßstabseffekte der Kavitationserosion sich aktuell noch nicht in ihren Ursachen verstanden und somit im Allgemeinen nicht für Erosionsprognosen in der Praxis brauchbar. Ein neues Erosionsmodell, das einen Zusammenhang zwischen den Kavitationswolken und der Erosionsrate herstellt, ist ein vielversprechender Ansatz zur Klärung dieser Fragen. Es wurden erste Versuchsreihen durchgeführt, um zu prüfen, ob das Erosionsmodell die experimentellen Daten reproduzieren kann. Die vorläufigen Ergebnisse zeigen Übereinstimmungen. Zeitaufgelöste Untersuchungen sind notwendig um auch den Geschwindigkeitsmaßstabseffekt zu berücksichtigen.

1 Hintergrund

Die erodierende Wirkung der Strömungskavitation stellt noch immer ein unkalkulierbares Risiko in zahlreichen technischen Bereichen dar. Neben maschinenbaulichen Anlagen sind auch wasserbauliche Einrichtungen betroffen. Vor allem an Hochwasserentlastungsanlagen können aufgrund der hohen Strömungsgeschwindigkeiten teils schwerwiegende Schäden auftreten (vgl. Abb. 1). Empirisch abgeleitete Bemessungsgrundregeln zur Vermeidung von Kavitation und Kavitationserosion sind in der Regel vom Bemessungsabfluss abhängig. Mit Blick auf Klimawandel und zunehmende Hochwasserereignisse ist die zukünftige Zuverlässigkeit dieser Ansätze jedoch fraglich. Somit besteht Bedarf für eine im wasserbaulichen Sektor praktikable Erosionsprognose, um Risikoabschätzungen zu ermöglichen und die Anlagensicherheit zu gewährleisten.

Die Grundlagen der Kavitationserosion wurden inzwischen weitgehend erforscht und die mikroskopischen Schädigungsmechanismen aufgedeckt. Eine Übertragung auf die Fragestellungen zur Strömungskavitation scheitert bisher jedoch. Hier existieren nur empirisch ermittelte Informationen zu Zusammenhängen der Schädigungsraten mit den hydraulischen Verhältnissen. Diese Maßstabseffekte lassen sich jedoch mangels Kenntnis der Hintergründe nicht zuverlässig für eine allgemeine Erosionsprognose heranziehen.

Ein jüngst entwickelter Ansatz für ein Erosionsmodell stellt für eine Klasse von besonders häufig auftretenden und überdurchschnittlich schädlichen Kavitationsphänomenen einen Zusammenhang zwischen dem Verhalten der Kavitationswolken und dem Erosionsbild her. Laut Modellvorstellung werden bei periodischen kohärenten Kollapsen von Kavitationswolken starke Druckwellen emittiert, die nach Propagation und Abschwächung im Liquid an wandnahen Kavitationsblasen besonders starke Mikrojets induzieren. Diese verursachen wiederum Schäden an den exponierten Werkstoffen. Eine erste Überprüfung des Modells durch einen Vergleich der Resultate mit denen experimenteller Untersuchungen zeigte eine gute Übereinstimmung [1].

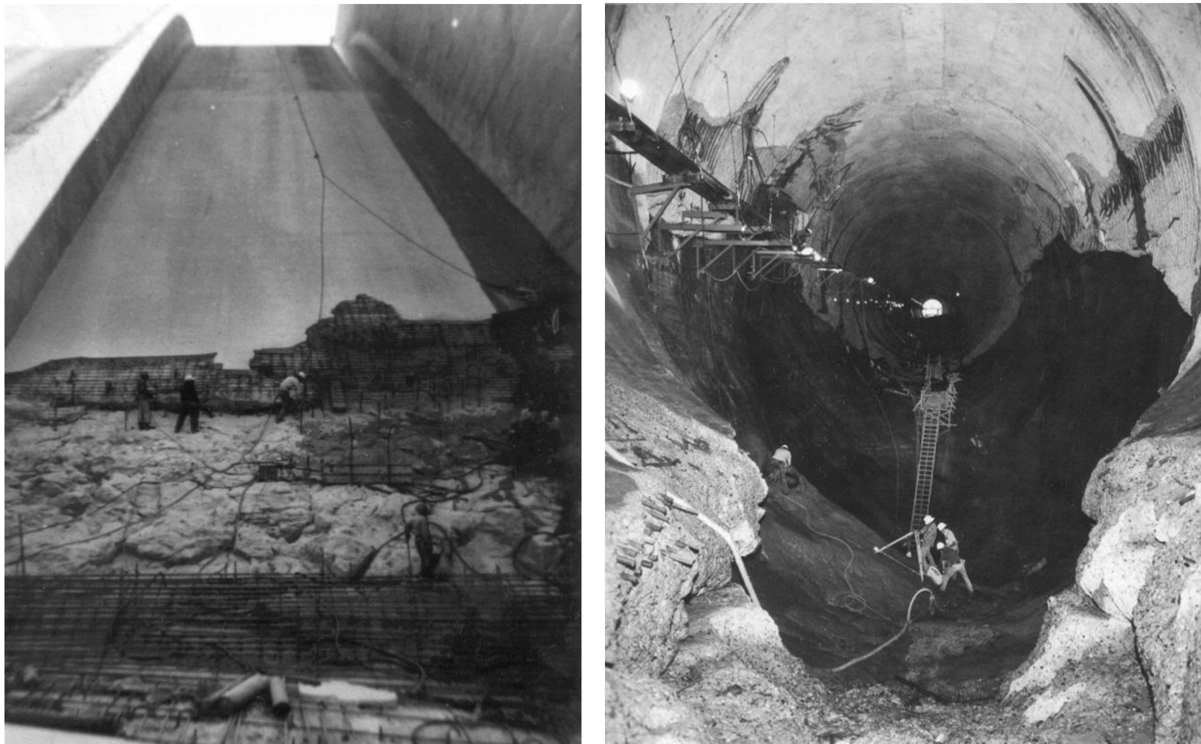


Abb. 1 Kavitationserosionsschäden an einer Schussrinne (links) und einem Grundablassstollen (rechts)

Das Verhalten von Kavitationswolken lässt sich anhand skalierter hydraulischer Modellversuche und inzwischen auch für eine Vielzahl von Strömungssituationen mittels numerischer Berechnungen untersuchen. Somit stellt das Erosionsmodell einen vielversprechenden Ansatz für die Entwicklung einer Erosionsprognose dar.

Bis dato ist das Erosionsmodell jedoch nur für eine spezielle Strömungssituation überprüft worden. Die Implementierung erfolgte dabei nicht anhand einer Erfassung der tatsächlichen Kavitationswolken, sondern über Einzelpixel bezogene Grauwertfluktuationen. Wichtige Einflüsse wie der Geschwindigkeitsmaßstabseffekt wurden durch Literaturangaben einbezogen. Eine direkte Verifizierung des Modellansatzes und eine Bestätigung für verschiedene Strömungstypen sind für eine fundierte Bestätigung des Modellansatzes notwendig.

2 Maßstabseffekte

Neben der grundlegenden Geometrie und verschiedenen Fluideigenschaften wird das Phänomen der Strömungskavitation primär durch die Parameter Geschwindigkeit *v* und Druck *p* dominiert. Dabei ergeben sich für solche Kombinationen dieser Parameter, bei denen die dimensionslose Kennzahl („Kavitationszahl“ bzw. „Thomazahl“)

$$\sigma = \frac{p - p_k}{\frac{1}{2}\rho v^2}$$

den gleichen Wert annimmt, augenscheinlich gleiche Kavitationszustände, d.h. gleiches Verhalten der Kavitationswolken. Hierbei ist p_k der kritische Druck (vgl. Dampfdruck) und ρ die Dichte).

Zahlreiche Aspekte wie Lärmentwicklung und Erosionsrate zeigen aber teils deutliche Abweichungen von dieser Ähnlichkeitsbeziehung. Diese werden als Maßstabseffekte bezeichnet.

In umfangreichen Versuchsreihen wurden im vergangenen Jahrzehnt an der Versuchsanstalt Obernach (VAO) Maßstabseffekte der Kavitationserosion untersucht, insbesondere bezüglich der Scherschichtkavitation an prismatischen Störkörpern. Es wurden Massenverlustuntersuchungen mit Zementsteinproben durchgeführt. Der nach Kavitationsexposition entstandene Lochfraß wurde konkurrierend mittels Laser-Profilometrie, optischer Erfassung und Volumenersatzmethode bestimmt. Für verschiedene Größenskalierungen, Zuströmgeschwindigkeiten, Systemdrücke und Fluideigenschaften wurden die Lage der Erosionszone und ihre Größe ermittelt (vgl. Abb. 2). Ebenfalls wurden Pit-Count-Untersuchungen durchgeführt, bei denen über die von Einzelblasenereignissen verursachten mikroskopischen Schädigungen an metallischen Probekörpern auf diese Parameter geschlossen wird.

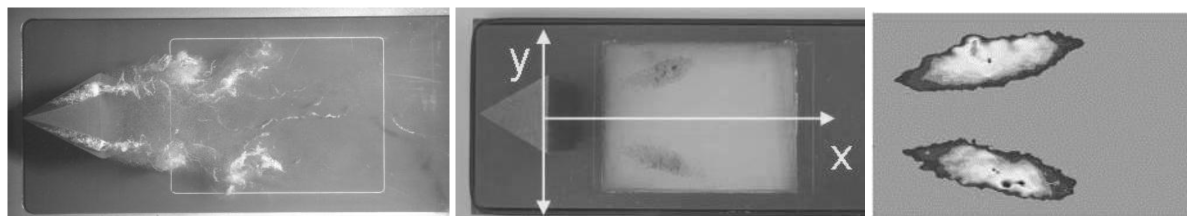


Abb. 2 Draufsicht der Scherschichtkavitation an einem prismatischen Störkörper (links, Strömungsrichtung von links nach rechts), resultierender Lochfraß auf einer Zementsteinprobe (mitte) und Laserprofilometrie der Erosionszonen (rechts)

Die zusammenfassende Auswertung der verschiedenen Versuchsreihen ergibt die Zusammenhänge der Erosionsrate (Schädigung pro Zeit, z.B. Volumenverlust pro Zeit) mit der Kavitationszahl selbst einerseits und mit der Geschwindigkeit andererseits, also den Geschwindigkeitsmaßstabseffekt. Dieser hat sich als dominanter Faktor entpuppt und fällt für metallische und mineralische Werkstoffe nicht-linear materialspezifisch aus. Abbildung 3 zeigt eine graphische Darstellung der Messwerte für Zementsteinproben. Bei konstanter Zuströmgeschwindigkeit ergibt sich im zugrundeliegenden Experiment ein Maximum der Erosionsrate bei einer Kavitationszahl von etwa 1,5. Der Geschwindigkeitsmaßstabseffekt zeigt eine exponentielle Zunahme der Erosionsrate bei steigender Geschwindigkeit und gleicher Kavitationszahl [2].

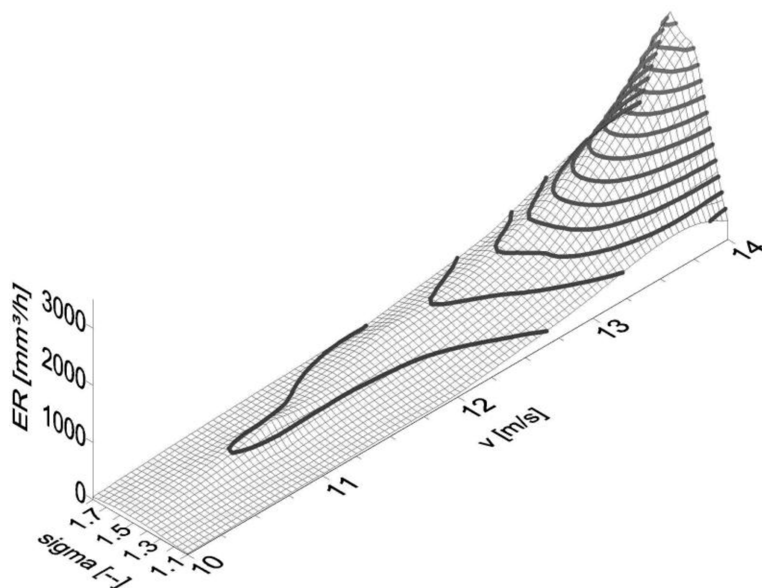


Abb. 3 Abhängigkeit der Erosionsrate (ER) von der Kavitationszahl σ und der Zuströmgeschwindigkeit v bei Volumenverlustversuchen mit Zementstein

3 Kavitationswolken

Die sich am prismatischen Störkörper periodisch ablösenden Scherschichtwirbel bewirken eine transiente Wolkenkavitation und ermöglichen somit die Anwendung des oben erläuterten Modellansatzes zur Kavitationserosion. Für eine erste Implementierung wurden im Kavitationstunnel K26 (quadratischer Teststreckenquerschnitt mit 300 mm Seitenlänge) die Kavitationswolken in Draufsicht des Störkörpers (gerades Prisma mit gleichseitigem Dreieck, Seitenlänge 75 mm, Höhe 97,5 mm) mittels einer CMOS Digitalkamera (Edmund Optics, 1280 x 1024, S/W) erfasst. Belichtungszeit und Bildfrequenz wurden mit einer stroboskopischen Beleuchtung (DrellScop 2008, bis zu 25000 Blitze/min.) synchronisiert um zeitaufgelöste Bilder zu erhalten.

Der Aufbau erlaubt keine kontinuierliche Erfassung der Wolkendynamik. Frequenz und zeitlicher Ablauf der Kollapse können somit nicht bestimmt werden. Die Auswertung der Aufnahmen ermöglicht aber die Ermittlung der minimalen, mittleren und maximalen Wolkengrößen. Hierzu wurden die Bilder nach einer ersten Aufbereitung (Rauschunterdrückung) binarisiert, die resultierenden Objekte bearbeitet (Herausarbeiten der primären Wolke) und die Größe der Projektion der bestimmten Kavitationswolke berechnet. Somit erhält man ein Maß für das Wolkenvolumen, das bei gegebener Wolkenform proportional zum tatsächlichen Volumen ist. Abbildung 4 zeigt exemplarische Auszüge der Bildverarbeitung.

Bilderfassung und –verarbeitung werden sukzessive und vollautomatisch von einem LabVIEW basierten Programm erledigt. Statistische Stabilität der Wolkengröße und ihrer Schwankungen wird durch hohe Bildanzahlen (1000 bis 5000 Bilder pro Messung) erzielt. Zur Charakterisierung der Fluktuationen der Wolkengröße wurde die Standartabweichung der Wolkengrößen verwendet.

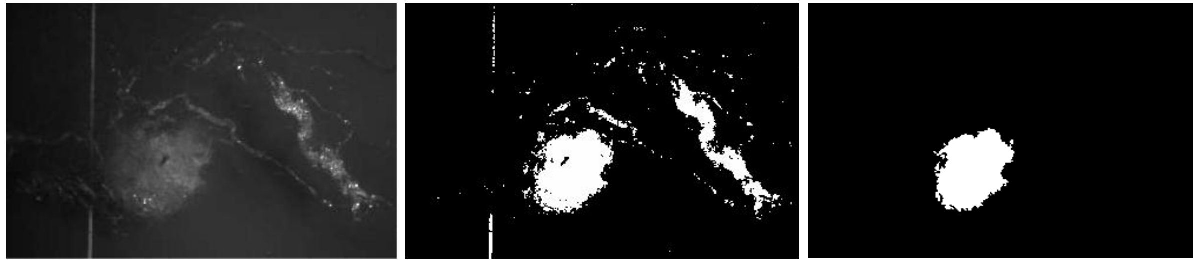


Abb. 4 Rohbild (links), binarisiertes Bild (mitte) und Primärwolke (rechts)

4 Erosionsmodell

Bis zum Zeitpunkt dieser Veröffentlichung wurden Versuchsreihen mit 9,2 m/s und 10 m/s Zuströmgeschwindigkeit durchgeführt. Die Kavitationszahlen wurden dabei zwischen 0,85 und 1,92 variiert. Abbildung 5 zeigt eine erste Visualisierung der Ergebnisse.

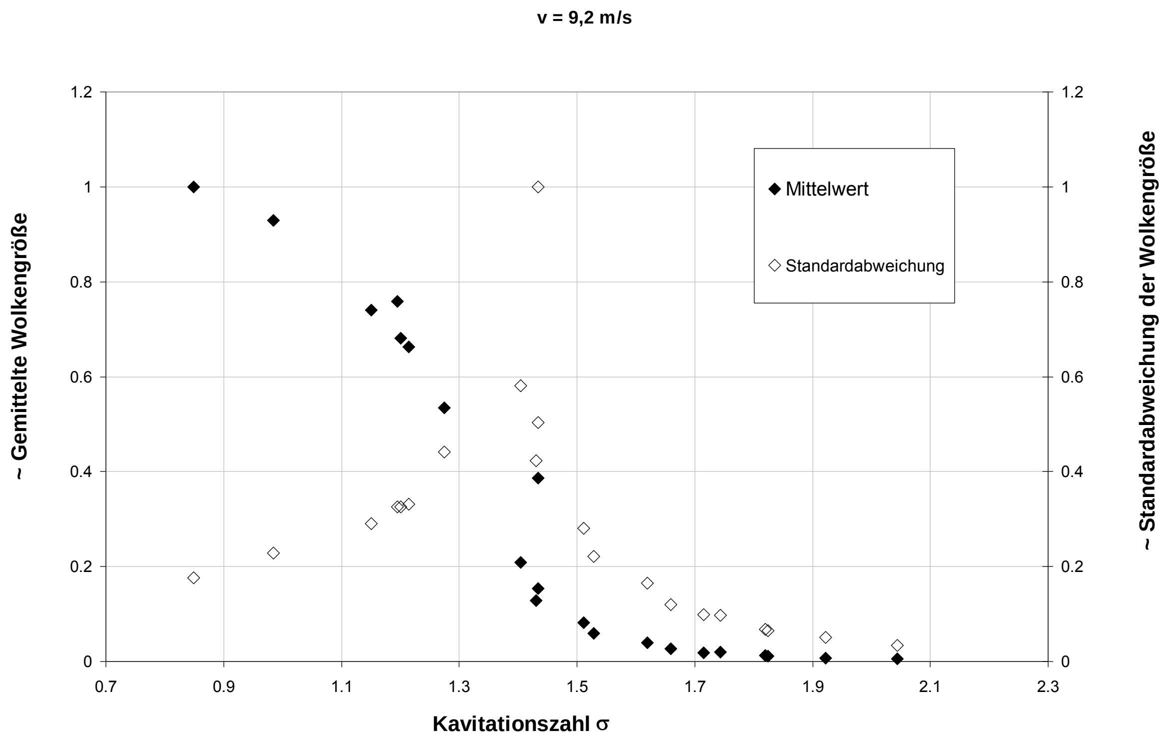


Abb. 5 Abhängigkeit der gemittelten Wolkengröße und der Standardabweichung der Wolkengröße von der Kavitationszahl bei einer Zuströmgeschwindigkeit von 9,2 m/s

Für beide Zuströmgeschwindigkeiten ergaben sich Maxima der Standardabweichung der Kavitationswolkengröße bei einer Kavitationszahl von rund 1,4. Die Wolkengrößenfluktuationen zeigen also eine qualitative Korrelation mit der Erosionsrate. Die systematische Abweichung der wolkenbezogenen Maxima zu geringeren Kavitationszahlen ist möglicherweise durch die dämpfende Wirkung der Kavitationswolken erklärbar.

Parameterstudien zu den verschiedenen experimentellen Bedingungen und den Software-Variablen haben eine Abhängigkeit des Maximums vom Binarisierungsschwellwert offenbart. Dies führt zu einer Ungenauigkeit der Kavitationszahl von ±0,05.

Ausblick

Der Versuch, die empirischen Maßstabseffekte mit dem Kavitationswolken-Erosionsmodell zu erklären hat bis dato positive Resultate erzielt. Bei konstanter Geschwindigkeit ergibt sich ebenso wie für die Erosionsrate auch bei den Schwankungen der Kavitationswolkengröße ein Maximum im Bereich der Kavitationszahl 1,4 bis 1,5. Diese Beobachtung ist nun durch umfassendere Versuchsreihen (v.a. Variation der Zuströmgeschwindigkeit und Fluideigenschaften) zu bestätigen. Ungenauigkeiten in der Bestimmung des Wolkenvolumens mittels Bildverarbeitung sind durch Weiterentwicklung der Methodik zu minimieren. Hierzu soll eine dynamische Schwellwertbestimmung bei der Binarisierung zum Einsatz kommen. Durch Überprüfung am Experiment ist ein geeigneter Algorithmus zu entwickeln. Zudem ist eine dreidimensionale Erfassung der Wolken anzustreben, die allgemeine Anwendbarkeit der Methode zu verbessern.
Von besonderem Interesse ist des Weiteren eine zeitaufgelöste Erfassung der Kavitationswolken. Hierzu sind entsprechende Hochgeschwindigkeitskameras zu verwenden. Die kontinuierliche Beobachtung der Wolkendynamik ermöglicht die Klärung der Kollapsfrequenzen und der Kollapszeitspannen. Dies lässt tiefer gehende Erkenntnisse bezüglich des Geschwindigkeitsmaßstabseffektes erwarten.

Literatur

[1] Dular, M., & Stoffel, B., & Sirok, B. (2006). *Development of a cavitation erosion model. Wear 261*, pp. 642 – 655

[2] Huber, R. (2004). *Geschwindigkeitsmaßstabseffekte bei der Kavitationserosion in der Scherschicht nach prismatischen Kavitatoren.* München: Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft

Anschrift des Verfassers

Franz Geiger
Versuchsanstalt Obernach
Technische Universität München
D-82432 Walchensee
E-mail: f.geiger@bv.tum.de

Der Wasserfall im Wasserschloss

Wolfgang Richter

Zusammenfassung

Dieser Beitrag erläutert anhand eines konkreten Beispiels die Vorzüge eines Wasserfalls in einem technischen Bauwerk im Berg. Diese Wasserfälle können bei großen Anlagen mit beträchtlicher Wassermenge über 100 m abstürzen.

Hochdruckwasserkraftanlagen ab einer gewissen Stollenlänge werden üblicherweise mit einem Wasserschloss ausgestattet. Wegen der erhöhten Anforderungen an Pumpspeicherkraftwerke in Hinblick auf eine rasche Verfügbarkeit, kurze Umschaltzeiten sowie hoher Ausbauwassermengen ist die Auslegung des erforderlichen Wasserschlosses stets ein Optimierungsprozess. Dabei hat das Wasserschloss für das Gesamtsystem nachfolgende Aufgaben vorteilhaft zu erfüllen: Unterbindung der Druckstoßausbreitung in den Druckstollen, verbesserte Kontrollierbarkeit und reduzierte Oszillation der Wassersäule bei unterschiedlichen Produktionserfordernissen.

Schlagworte: Wasserschloss, Modellversuch, Hybride Modellierung

1 Einleitung

Insbesondere in Österreich wurden Wasserschlösser immer ausgeklügelter entworfen, um sowohl in technischer als auch wirtschaftlicher Hinsicht, den Anforderungen zu begegnen. Deshalb sind im Entwurf Drosselelemente, Überfälle zur Erzeugung eines Differenzialeffektes durch symmetrische oder asymmetrische hydraulische Verluste oder Trennung der Wassersäule entwickelt worden (Seeber 1970). Im Falle des Abschwingens nach gefüllter Oberkammer kann es ab einer gewissen Zeit zur Trennung der Wassersäule am Überfall aus der Oberkammer kommen. Während die Wassersäule im Schacht rasch sinkt, verbleibt immer noch Wasser in der Oberkammer, da es aus dieser nicht so rasch nachfließen kann. Das so verzögert in den Schacht nachstürzende Wasser führt durch den Wasserstrahl zu einem starken Lufteintrag in das Wasser des Schachtes und in weiterer Folge der Unterkammer. Dabei ist es wichtig, dass ein vermehrter Eintrag von Luft in den Druckstollen verhindert wird. Diese Funktionsfähigkeit wird für ein besonders großes Wasserschloss mit Hilfe eines physikalischen Modellversuches zusammen mit einer numerischen Berechnung in einer hybriden Modellierung überprüft.

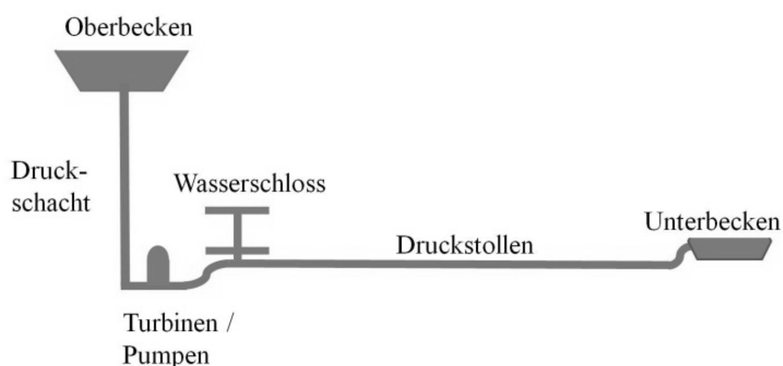


Abb. 1 Hydraulisches System

Für die geplante Pumpspeicherkraftwerksanlage Atdorf im Schwarzwald wird an einem physikalischen Modell - am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität Graz - das instationäre hydraulische Verhalten des Wasserschlosses untersucht. Abbildung 1 zeigt den schematischen hydraulischen Schnitt durch die Wasserkraftanlage. Zur Verbesserung der Aussage des Modellversuches wird eine hybride 3D-numerische Simulation mit Hilfe des Programmes Ansys CFX® durchgeführt.

2 Modellversuch

Das gesamte Wasserschloss ist im Modell zur Veranschaulichung der Strömungssituation und Dokumentation der sicheren Befüll- und Entleervorgänge der Kammern in Plexiglas aufgebaut. Den Haupteinfluss auf den Entwurf des Wasserschlosses hat, wegen der zu beschleunigenden Wassermassen, der Druckstollen, welcher aber wegen der Dimensionen nicht im Modell nachgebaut ist.

Dahingegen wird im Modell das Verhalten des Kraftwerkes oberwasserseitig und das Verhalten des Druckstollens unterwasserseitig durch programmierte Pump- und Ventilsteuerung bewerkstelligt. Die instationären hydraulischen Vorgänge als Eingangsgrößen dafür sind mit Hilfe einer 1D-numerischen Simulation am Gesamtsystem berechnet.

Das Wasserschloss ist nach dem Froude'schen Modellgesetz im Maßstab 1:40 aufgebaut. Dabei kann der Befüll- und Entleervorgang sowie die Ausbreitung von Oberflächenwellen in den Kammern simuliert werden. Andere hydraulische Effekte, wie der Lufteintrag durch den Wasserstrahl aus der Oberkammer in den Schacht und die Entgasung, können mit diesem Modellgesetz nicht beschrieben werden. Aus diesem Grunde sind andere Relationen für die Übertragung des Entgasungsvorganges vom Modell in die Natur zu entwickeln.

Wegen des Vorteils für das Bauwerk als auch des besseren Strömungsverhaltens beim Füllen und Entleeren der Kammern ist vom Planer im Grundriss eine Achterschleife gewählt (Abbildung 2). In den Abbildungen 3 und 4 ist das Wasserschloss veranschaulicht.

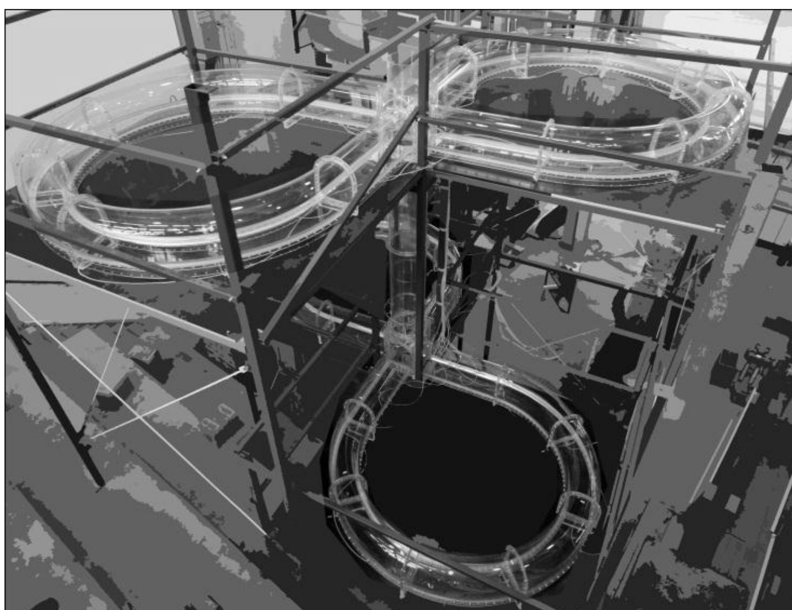


Abb. 2 Modell des Wasserschlosses, Plexiglas

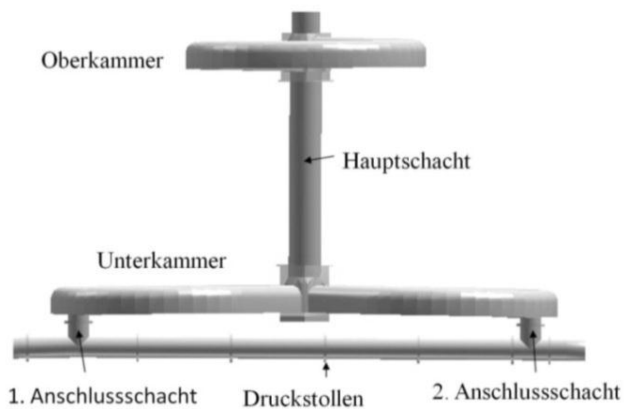


Abb. 3 Aufriss des Wasserschlosses

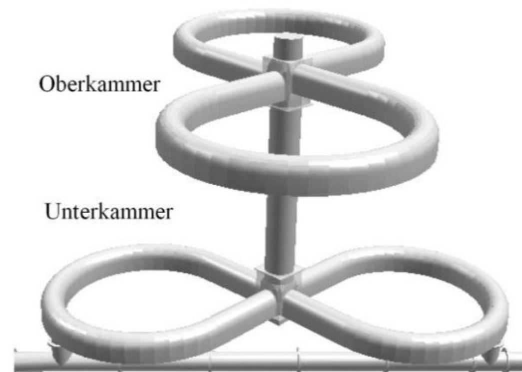


Abb. 4 Perspektivische Darstellung des Wasserschlosses

3 Charakteristik des Wasserschlosses

Für eine gute Kontrolle und Stabilität des hydraulischen Systems unter den Erfordernissen rascher Umschaltzeiten wird das Wasserschloss ausgelegt. Es gleicht die Massenoszillation aus dem Druckstollen aus und dämpft die Ausbreitung des Druckstoßes von den Turbinen und Pumpen durch Reflexion an der freien Wasseroberfläche. Somit wird die Beanspruchung des Druckstollens durch den Druckstoß vermindert. Die Größe der Kammervolumina ergibt sich aus Anforderungen von schnellen Anfahr- und Abstellzeiten, um der Trägheit des Wassers im Stollen Rechnung zu tragen (Seeber 1970). Für entsprechende Lastfälle bei maximalem Reservoir Wasserspiegel ist die Oberkammer und bei Absenkziel die Unterkammer dimensioniert. Die Auslegung des Umschaltzeitpunktes wird bei maximaler Geschwindigkeit im Druckstollen gewählt. Eine große Ab-und Aufstiegsgeschwindigkeit im Schacht beeinflusst das erforderliche Volumen in den Kammern und damit die wirtschaftliche Lösung (Jaeger 1949). Der Vertikalschachtdurchmesser resultiert aus der hydraulischen Stabilität der Anlage (Thoma 1910). Für die gute Steuerbarkeit der Anlage ist ein adäquates Dämpfungsverhalten des Triebwasserweges wichtig. Für die wirtschaftliche Dimensionierung des Kammervolumens wird der Differentialeffekt genutzt.

Dieser kann entweder durch zusätzliche Einbauten zur Dämpfung wie z.B. einer Blende, symmetrische oder asymmetrische Drossel oder der Ausnützung instationärer, hydraulischer Strömungsvorgänge erreicht werden.

Durch eine gezielte Ausbildung des Oberkammerüberlaufs können die hydraulischen Eigenschaften beim Befüllen und beim Entleeren berücksichtigt werden.

Oberkammerbefüllung

Im Falle des Aufschwingens wird zuerst die untere Kammer vom Startwasserspiegel aus gefüllt. Durch die geneigten Firste der Unterkammer können eingeschlossene Luftpakete zum Steigschacht hin entgasen. Im Schacht steigt der Wasserspiegel kontinuierlich bis zum Überlauf in die Oberkammer. Durch den Übergang des vertikalen Schachtes in den horizontalen Stollen der Oberkammer, welcher im Fall des untersuchten Wasserschlosses scharfkantig ist, wird ein Widerstand generiert. Das Wasser aus dem Schacht staut sich pilzförmig auf, dadurch bildet sich ein hydraulischer Gradient zu den horizontal angeschlossenen Kammern, welche sich zu füllen beginnen (Abb. 5).

Dieser Pilz wird bei einer Wasserschlossberechnung mit horizontaler (idealer) Füllung nicht berücksichtigt. Im Fall des untersuchten Wasserschlosses liegt der Wasserspiegel beim Füllvorgang etwa 4 m über dem Spiegel bei Berechnung mit lamellenartiger Berechnungsweise. Dieser höhere Druck wirkt auf die gesamte Masseschwingung des Stollens und bremst die Wassersäule des zum Wasserschloss zuströmenden Druckstollen. Dadurch wird die Oberkammer in geringerem Ausmaß beaufschlagt.

Oberkammerentleerung - Wasserfall

Im Fall des Abschwingens wirkt ein weiterer hydraulischer Effekt positiv auf die Massenschwingung. Bei raschem Absinken des Wasserspiegels im Schacht wird die Förderfähigkeit des Überfalles aus der oberen Kammer ab einem bestimmten Zeitpunkt überschritten und die Wassersäule trennt sich (Abb. 6 und 14). Der Wasserspiegel im Schacht sinkt rasch bis auf die Höhe der unteren Kammer. Darüber hinaus strömt das verbliebene Wasser der Oberkammer in Form des Wasserfalles in den Schacht. Die Energie des nachstürzenden Wasserstrahls wird im Wasserpolster dissipiert. Der geringere Wasserspiegel im Schacht wirkt als abgeminderter Druck auf die instationäre Strömung im Triebwasserweg und bewirkt eine geringere Beschleunigung des Wassers im Druckstollen. Die so geringer ausfallende maximale Geschwindigkeit im Stollen reduziert wiederum die Strömung aus dem Wasserschloss. Dies führt zu einem geringeren Volumen im Wasserschloss.

Durch die Modifikation der Überfallgeometrie kann der Effekt verstärkt werden, wenn mittels einer Überfallwand einerseits der Pilz beim Befüllen höher wird, und andererseits durch einen Wasserrückhalt das Abreißen früher erzwungen wird (Larcher 2008).

Dieser Wasserfall ist sowohl hinsichtlich der Wassermenge als auch der Fallhöhe instationär. Ab dem Zeitpunkt des separieren der Wasserspiegel Schacht/Oberkammer wirkt nur mehr die Druckhöhe des Schachtspiegels auf den Druckstollen.

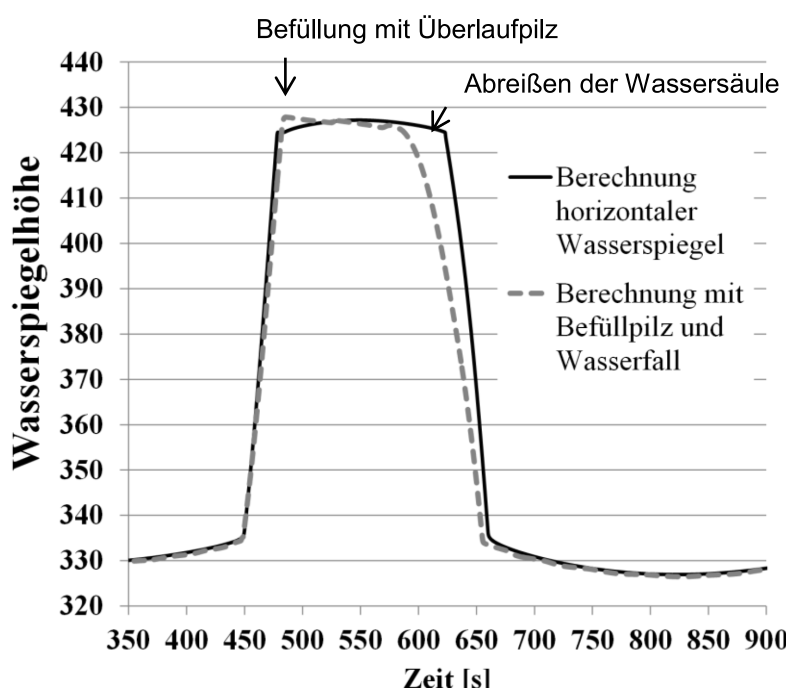


Abb. 5 Vergleich 1-D Numerik mit und ohne Sekundäreffekte in der Oberkammer

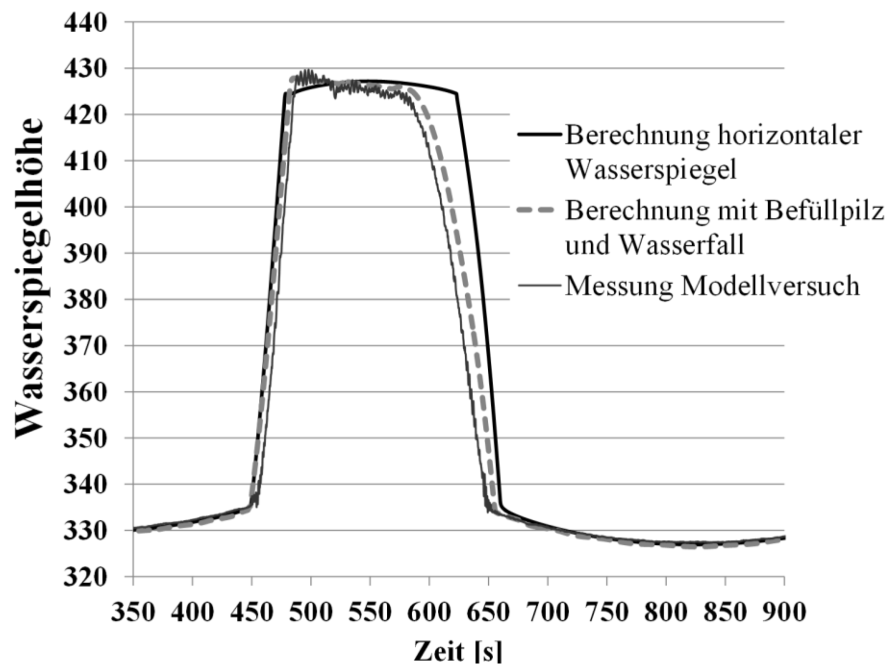


Abb. 6 Vergleich 1-D Numerik mit Messung aus dem Modellversuch

Ab Erreichen eines Spiegels im Schacht unter dem Wasserspiegel des Speichers verzögert sich die Strömung im Stollen wieder. Zielführend ist eine Nutzung des Differentialeffekts bei gleichzeitiger Bereitstellung ausreichender Entgasungslänge in der Unterkammer.

4 Wasserfall für Unterkammer und Oberkammerlastfall

Im Fall des Bemessungslastfalles für die Unterkammer wirkt der Wasserfall signifikant. Für den Oberkammerlastfall fällt die Wirkung des Wasserfalles geringer aus, da aufgrund des hohen Speicherspiegels im Reservoir der Wasserspiegel nicht so tief abschwingt. Allerdings ist hier zu beachten, dass das verzögert abfließende Wasser zu keiner Akkumulation in der Oberkammer führt.

Wasserfall im Modellversuch

Abb. 7-12 zeigen den Wasserfall im Modellversuch mit der dazugehörigen 3D-numerischen Simulation. Die Oberkammer ist doppelt an den Knoten angebunden, jedoch mit einem Höhenunterschied von ca. 3 m im Prototyp, der sich aus der Neigung ergibt. Durch diese Anordnung fördern die zwei tiefliegenden Überläufe die größte Menge an Wasser. Da diese im rechten Winkel zueinander stehen, wird der Wasserfall in die resultierende Richtung gedrängt (Abb. 14).

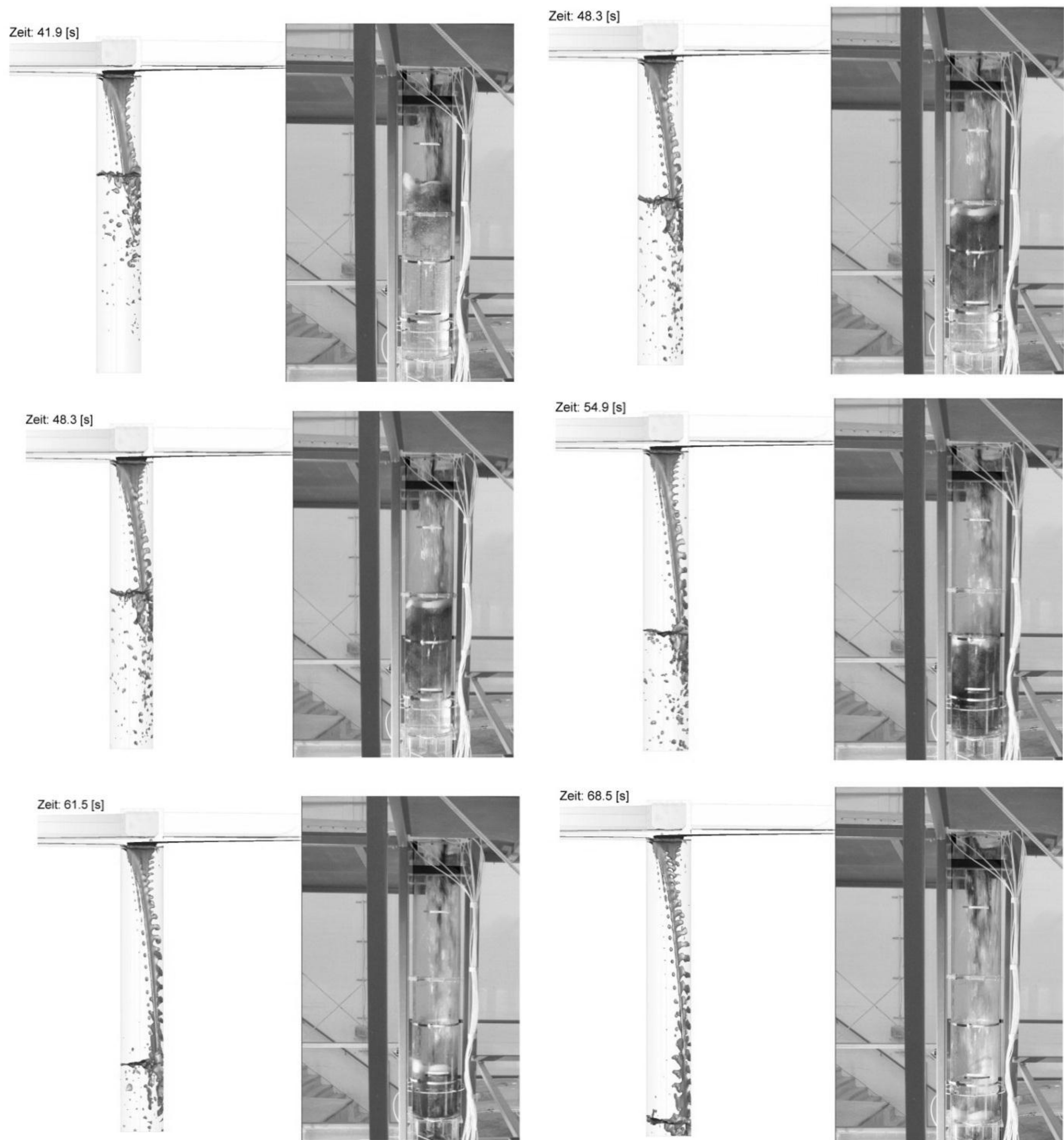


Abb. 7-12 Vergleich 3-D Numerik Wasserfall und Wasserfall im Modellversuch

5 3D-numerische Berechnungen

Mittels 3D-numerischer Simulationen wurden Details des hydraulischen Verhaltens des Wasserschlosses visualisiert (Abb. 7-14). Dadurch lassen sich vor allem bei komplexer Geometrie Variantenstudien generieren, welche den Modellversuch im Vorfeld unterstützen. Bei der Parameterfindung für die 1D-numerische Berechnung stellen 3D-numerische Strömungssimulationen ein wertvolles Werkzeug dar.

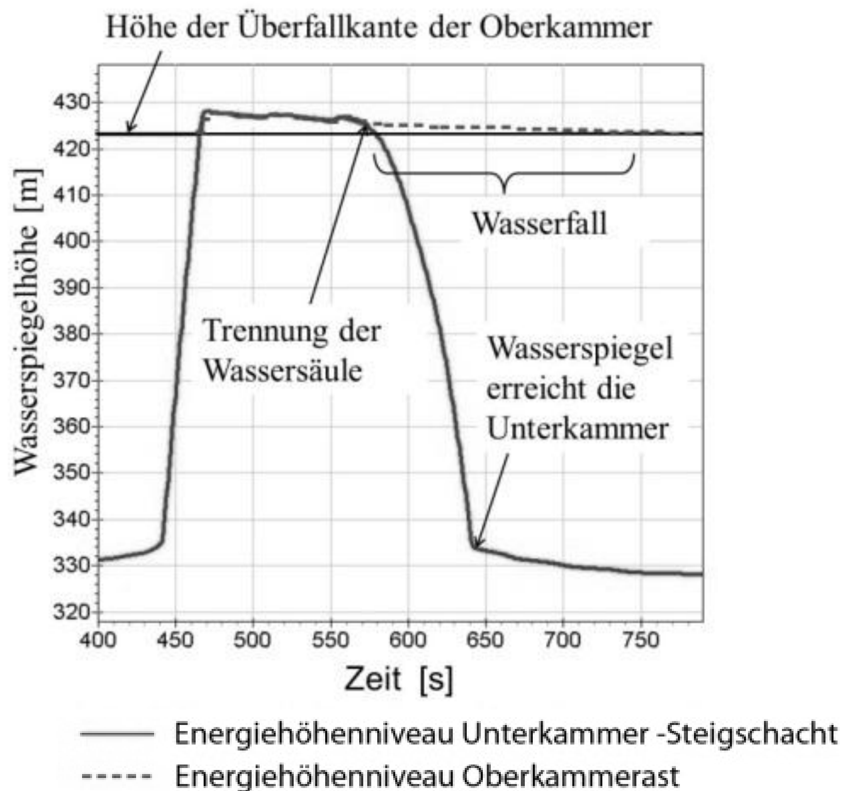


Abb. 13 1D-Numerik Abreißen, Wasserfalldarstellung

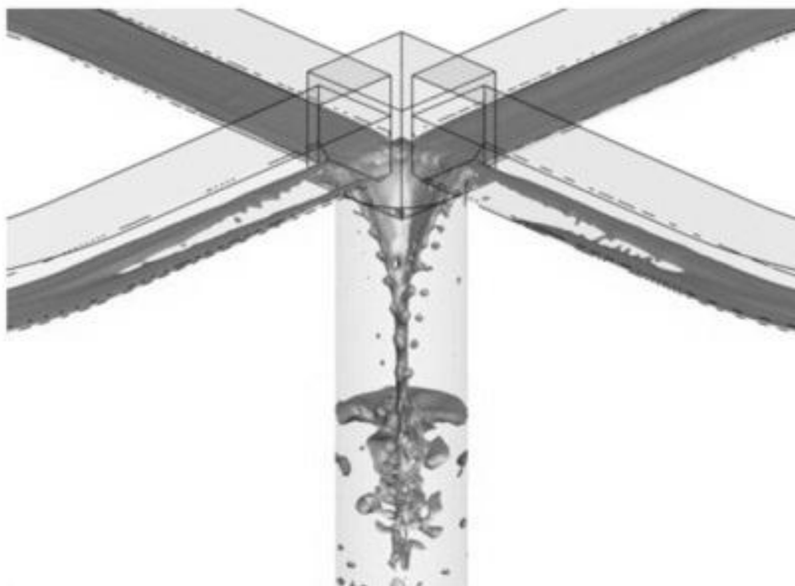


Abb. 14 3D-Numerik Wasserfall nach dem Abreißen

Schluss

Bei Berücksichtigung des Überfallpilzes beim Befüllen der Oberkammer sowie des Abreißens der Wassersäule im Abschwingfall ergibt sich eine geringere Volumenanforderung der Wasserschlosskammern. Im Fall des Abschwingens übertrifft die abfließende Wassermenge die Förderfähigkeit des Überfalls der Oberkammer und es bildet sich ein Wasserfall mit instationärem Durchfluss. Dadurch kommt es zu einem Differenzialeffekt, welcher dämpfend auf die Massenschwingung wirkt.

Für die Entgasung der eingetragenen Luftmenge muss Rechnung getragen werden. Durch eine Modifizierung des Überfalls kann diese Volumenverringerung optimiert werden.

Vergleichende Berechnungen mit einem Modellversuch haben gute Übereinstimmungen mit der 1D-numerischen Berechnung gezeigt (Abb. 5). Zur optimalen Auslegung eines Wasserschlosses ist die Berücksichtigung des Füll- und Entleerverhaltens der Oberkammer sinnvoll. Zur Kalibrierung der 1D-numerischen Parameter, sowie für Visualisierungen und Parameterstudien eignen sich 3D-numerische Simulationen.

Literatur

[01] Jaeger Ch. (1949), *Technische Hydraulik*, Verlag Birkenhäuser Basel 1949

[02] Larcher M. (2008) *The Three Chamber Surge Tank - A New Way of Construction for the Tail Water Area of Pumped Storage Schemes,* Dissertation TU Graz

[03] Seeber G. Das *Wasserschloss des Kaunertalkraftwerkes der TIWAG*, Schweizerische Bauzeitung 1970 (88.Jg), Issue 1, page 1-8.

[04] Thoma D. (1910) Zur Theorie des Wasserschlosses bei selbsttätig geregelten Turbinenanlagen

Anschrift des Verfassers

Wolfgang Richter
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
TU Graz
Stremayrgasse 10 /2
A-8010 Graz
E-mail: wolfgang.richter@tugraz.at

Über Turbulenzmessungen in Schlitzpässen

Béla Sokoray-Varga

Zusammenfassung

Es wurde bereits vor längerer Zeit erkannt, dass Turbulenz die Schwimmleistung der Fische beeinflusst, dennoch konnte bis heute nicht eindeutig geklärt werden, welche Eigenschaften der Turbulenz diese Beeinflussung bestimmt. Gleichzeitig gibt es kaum eine Messung, die Eigenschaften von turbulenten Wirbeln in einem Schlitzpass gemessen hätte. Dieser Beitrag beschäftigt sich mit der Untersuchung von Turbulenz in Schlitzpässen, es werden Überlegungen zur Messung von Turbulenz in einem Schlitzpassmodell präsentiert, und vorläufige Ergebnisse einer ersten PIV Messung gezeigt.

1 Einleitung

Es wurde schon vor längerer Zeit erkannt, dass Turbulenz die Schwimmleistung der Fische und damit die Passierbarkeit einer Fischaufstiegsanlage beeinflusst. In solchen Anlagen herrschen jedoch oft sehr turbulente Strömungsverhältnisse aufgrund hoher Geschwindigkeiten und Geschwindigkeitsgradienten. Planungsgrundlagen beinhalten zurzeit kaum Empfehlungen dazu, welche Veränderung in den Beckenbauteilen welche Auswirkungen auf die hydraulischen Verhältnisse, insbesondere auf die Turbulenzmerkmale innerhalb der Becken haben.

Ein Kooperationsprojekt des Instituts für Wasser und Gewässerentwicklung (KIT) und der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) beschäftigt sich mit der detaillierten Untersuchung von Turbulenz in Schlitzpässen.

In diesem Beitrag werden die Überlegungen zur Messung von Turbulenz zusammengefasst: Wie Turbulenz gemessen werden soll, welche Messmethoden welche Eigenschaften von Turbulenz messen können und welche Eigenschaften sinnvoll in einem Fischpass zu messen sind. Dabei wurde beachtet, dass neuere Untersuchungen zunehmend vermuten, dass die Größe und Ausrichtung turbulenter Wirbel eine maßgebende Rolle für das Schwimmverhalten der Fische spielen (Liao 2007, Tritico und Cotel 2010). Allerdings gibt es bislang kaum Messungen, die die Größen und Ausrichtungen der turbulenten Wirbel in einem Schlitzpass erfasst hätten. Solange solche Eigenschaften der Turbulenz in Schlitzpässen unbekannt sind, kann nicht sichergestellt werden, dass in Fischverhaltensversuchen die richtigen Wirbelgrößen untersucht werden.

Das primäre Ziel der Untersuchungen ist deshalb genauere Erkenntnisse über die Eigenschaften der turbulenten Wirbel in Schlitzpässen zu gewinnen. Später sollen auch Änderungsmöglichkeiten in der Geometrie identifiziert werden, die maßgebende Auswirkungen auf die Turbulenzmerkmale haben.

2 Turbulenzskalen und ihre Messung

Turbulenz kann als Überlagerung von Wirbeln unterschiedlicher Zeit- und Längenskalen betrachtet werden. Turbulente Wirbel können aber in Abhängigkeit ihrer Skalen unterschiedliche Eigenschaften besitzen.

Die großskaligen turbulenten Wirbel werden im Allgemeinen von den Instabilitäten der Hauptströmung erzeugt, ihre Eigenschaften (z.B. Ausdehnung in den Raumrichtungen) sind von der Geometrie der Hauptströmung und den Randbedingungen abhängig und besitzen deshalb Richtungseigenschaften, d.h. sie sind anisotrop. Aus größeren turbulenten Wirbeln entstehen kleinskalige turbulente Wirbel durch den turbulenten Zerfallsprozess. Dabei bauen sich die Richtungseigenschaften ab, und die kleinen Wirbel werden isotrop.

Es ist daher davon auszugehen, dass die großskaligen Wirbel bauwerkspezifische Eigenschaften besitzen. Es ist zusätzlich zu beachten, dass Turbulenz in vielen wissenschaftlichen Untersuchungen durch Gitter erzeugt wird, um isotrope turbulente Wirbel zu erhalten.

Das jeweils angewendete Messverfahren determiniert auch, welche Eigenschaften von Turbulenz gemessen werden können, denn unterschiedliche Verfahren zur Messung der Fließgeschwindigkeiten erfassen Turbulenz unterschiedlich.

Bei punktuellen Messverfahren, wie z.B. Acoustic Doppler Velocimetry (ADV), wird Turbulenz als Geschwindigkeitsschwankung erfasst, die sich aus der Überlagerung der im Messpunkt durchfließenden Wirbel ergibt. Anhand punktueller Messergebnisse wird Turbulenz üblicherweise mittels der mittleren Schwankungsgrößen der Geschwindigkeit als z.B. kinetische Energie der Turbulenz oder Reynolds-Schubspannungen quantifiziert, wobei die Größen der Wirbel nicht gemessen werden.

Ganzfeldmessverfahren wie z.B. Particle Image Velocimetry (PIV) ermöglichen darüber hinaus die räumliche Erfassung der Wirbel (z.B. Sokoray-Varga et al. 2008).

3 Einfluss von Turbulenz auf Fische

Der Einfluss von Turbulenz auf Fische war in der Vergangenheit Inhalt zahlreicher Experimente. Obwohl Turbulenz als Störfaktor für das Schwimmverhalten der Fische bezeichnet wird, konnte dennoch nicht eindeutig geklärt werden, welche Eigenschaften der Turbulenz für das Schwimmverhalten maßgebend sind. Es wird zunehmend angenommen, dass die Größe und Ausrichtung der turbulenten Wirbel der Schlüssel für die Störung sind, solche Turbulenzmerkmale wurden aber in früheren Experimenten meistens nicht untersucht.

In den publizierten Fischverhaltensuntersuchungen wurde das Schwimmverhalten von Fischen unter verschiedenen Strömungs- und Turbulenzbedingungen in unterschiedlichster Form erfasst. Die einzelnen Experimente unterscheiden sich v. a. in der Art der Turbulenzerzeugung (z.B. Bauwerke oder Gitter) und der Art der Turbulenzmessung (punktuelle Messung oder Ganzfeldmessverfahren).

Einige Untersuchungen zum Schwimmverhalten der Fische unter turbulenten Strömungsbedingungen betrachten ausschließlich isotrope, feinskalige Turbulenz unterschiedlicher Intensität, die z.B. durch Gitter erzeugt wird. Die Turbulenz wird punktuell statistisch, i.d.R. durch ADV-Messungen (z.B. Odeh et al. 2002, Enders et al. 2003) erfasst. Solche Versuche können den Einfluss der großskaligen turbulenten Strukturen nicht enthalten.

Andere Untersuchungen erfolgten in Strömungen mit großskaliger, anisotroper Turbulenz, die meistens mittels annähernd realmaßstäblicher Fischpassmodelle oder in Untersuchungsrinnen mit gezielt durch Zylinder erzeugten Strömungsstrukturen durchgeführt wurden. Anhand der angewendeten Messverfahren zur Erfassung von Turbulenz lassen sich solche Untersuchungen in zwei Untergruppen aufteilen.

In der einen Untergruppe war die großskalige, anisotrope Turbulenz zwar enthalten, die Strömungseigenschaften wurde aber punktuell gemessen und damit die Größen der turbulenten Strukturen nicht erfasst (Nikora et al. 2003, Guiny et al. 2005, Smith et al. 2005, Kampke et al. 2008, Silva et al. 2010).

In der anderen Untergruppe wurden die Eigenschaften der großskaligen, anisotropen Turbulenz mittels Ganzfeldmessverfahren erfasst und so ein direkter Zusammenhang zwischen dem Schwimmverhalten der Fische und den Eigenschaften der turbulenten Strukturen erforscht (Webb 1998, Liao et al. 2003, Bleckmann et al. 2004, Liao et al. 2007, Tritico et al. 2010, Pryzbilla et al. 2010). Wie realistisch die meist durch Zylinder oder Halbzylinder erzeugten Wirbelgrößen, ihre räumlicher Ausdehnungen und ihr zeitliches Vorkommen die Verhältnisse von realen Fischpässen abbilden, ist jedoch aufgrund fehlender Messergebnisse weitgehend unbekannt.

4 Methode

Ziel unserer Untersuchungen ist die Erfassung turbulenter Strukturen in den Becken des Fischpasses und die Ermittlung ihrer Eigenschaften, wie z.B. der Wirbelgröße.

Für diese Aufgabe werden zeitlich und räumlich hochaufgelöste PIV-Messungen in einem physikalischen Modell eines Schlitzpasses durchgeführt.

Ein Modell wurde in der BAW mit 2,8 % Sohlneigung aufgebaut und enthält neun Becken von einem Meter Länge und 80 cm Breite (Abbildung 1). Die Geometrie der Beckenbauteile im Schlitzpass wurden anhand der empfohlenen Intervalle der DWA Richtlinie (DWA, 2010) gewählt.

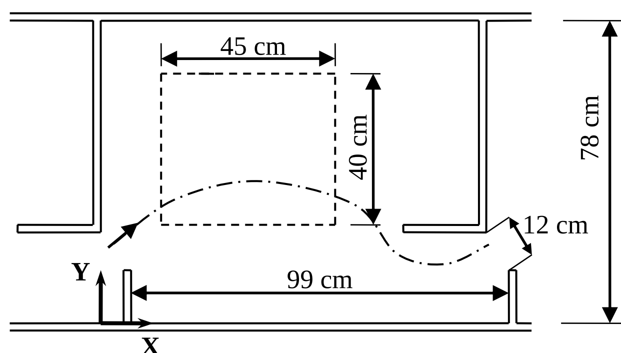


Abb. 1 Draufsicht eines Beckens. Strich-Punkt-Linie: Mittellinie der Hauptströmung, Gestrichelte Linie: PIV Messfeld einer ersten Messung;

Die PIV Messungen werden in Ebenen parallel zum Boden durchgeführt, da die größten Geschwindigkeitsgradienten der Strömung sich in Ebenen dieser Ausrichtung befinden. Das Messfeld wird dabei durch die Glaswand beleuchtet, die Bilder werden von der Kamera durch den Glasboden des Modells aufgenommen.

Die Messfrequenz des PIV-Systems, die für die Erfassung turbulenter Wirbel im Modell notwendig ist, wurde anhand des Energiespektrums der Geschwindigkeitsschwankungen ermittelt, das mittels ADV gemessen wurde (siehe Sokoray-Varga et al. 2012). Die Abschätzung anhand des Energiespektrums führte zu einer notwendigen effektiven Messfrequenz von ca. 40-60 Hz im Modell. Da Standard PIV-Systeme (double-pulsed PIV) eine Messfrequenz von ca. 15-30 Hz haben, wurde für diese Messungen ein spezielles PIV-System mit 200 Hz aufgebaut, um entsprechend zeitaufgelöste Aufnahmen machen zu können und die Wirbel verfolgen zu können.

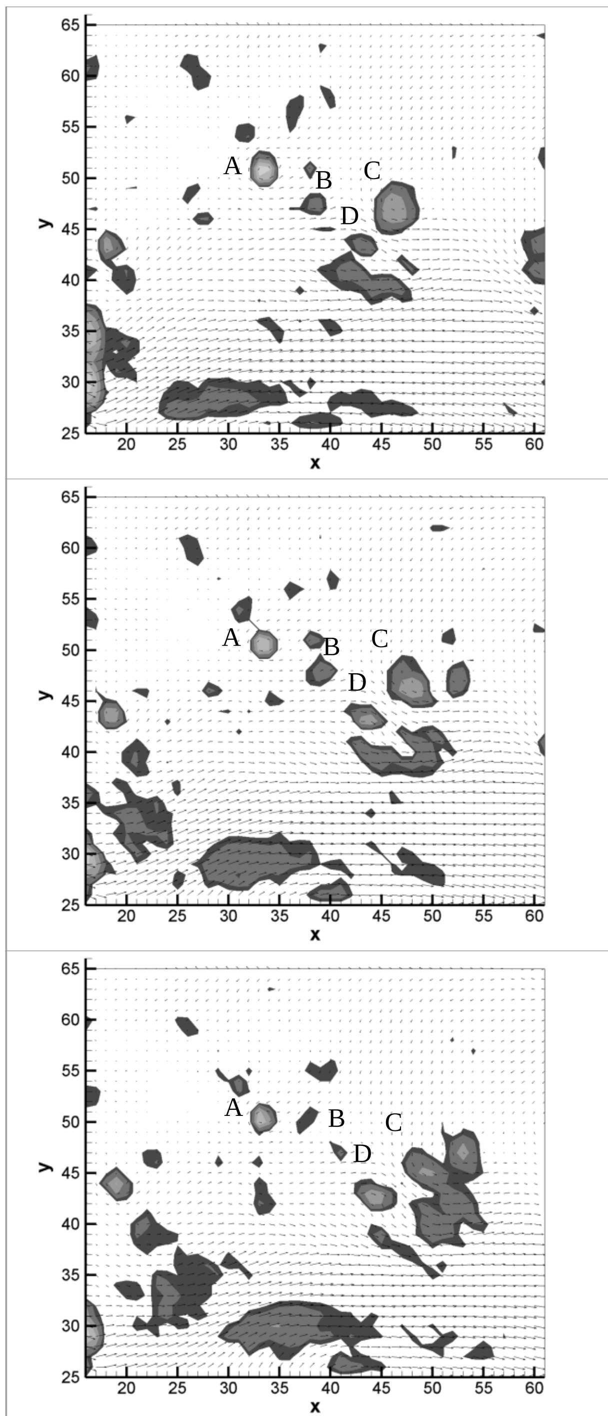


Abb. 2 Wirbelerkennung in PIV Aufnahmen. Zeitdifferenz zwischen den Bildern ist 0,1 Sekunde.

5 Ergebnisse

Eine erste Messung im Fischpass-Modell wurde in einem Messfeld von 45x40 cm (Abb. 1) mit einer Kamera durchgeführt. Die erhaltenen zweidimensionalen Geschwindigkeitsfelder wurden ausgewertet wie beschrieben in Sokoray-Varga et al. (2012); großskalige Wirbel von Frequenzen niedriger als 2,5 Hz konnten anhand der Swirling Strength detektiert werden (Abb. 2).

Man kann erkennen, dass die Wirbel „A“, „B“, „C“ und „D“ in jedem Zeitschritt identifiziert werden kann. Die Bestimmung der Wirbelgrößen sind in solchen Aufnahmen grundsätzlich möglich, für die genaue Bestimmung müsste jedoch das Geschwindigkeitsfeld mit einer größeren räumlichen Auflösung zur Verfügung stehen.

Ausblick

Erste Vorversuche zeigen, dass das PIV-System zur Wirbelerkennung im Schlitzpassmodell erfolgreich angewendet werden kann. Für die Erkennung von Wirbeln unterschiedlicher Größen werden unterschiedlich bearbeitete Geschwindigkeitsfelder benötigt, sodass alle relevanten Skalen untersucht werden können.

In zukünftigen Messungen werden Eigenschaften von Wirbeln zuerst in unterschiedlichen Bereichen des Schlitzpasses, dann bei anderen Geometrien der Beckenbauteile durchgeführt, sodass die Auswirkung der Geometrie auf die Eigenschaften der Turbulenz ermittelt werden kann.

Mit Hilfe dieser Erkenntnisse kann einerseits gezeigt werden, inwiefern die Ergebnisse von bereits bestehenden Untersuchungen zum Fischverhalten auf reale Fischpässe übertragen werden können, anderseits können die ermittelten Auswirkungen von Beckenbauteilen auf Turbulenz helfen, bestimmte Turbulenzmerkmale beim Bau zu vermeiden.

Literatur

[01] Bleckmann, H., Mogdans, J., Engelmann, J., Kröther, S. & Hanke, W., 2004, Das Seitenliniensystem - Wie Fische Wasser fühlen, Biol. Unserer Zeit, 2004, Vol. 6, pp. 358-365

[02] Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.v. (DWA) 2010: Fischaufstiegsanlagen und fischpassierbare Bauwerke - Bemessung, Gestaltung, Qualitätssicherung - Entwurf, Merkblatt DWA-M509

[03] Enders, E.C., Boisclair, D. & Roy, A.G., 2003, The effect of turbulence on the cost of swimming for juvenile Atlantic salmon (Salmo salar), Canadian Journal of Fisheries and Aquatic Sciences, 2003, Vol. 60, pp. 1149-1160

[04] Guiny, E., Ervine, D. & Armstrong, J., 2005, Hydraulic and biological aspects of fish passes for Atlantic salmon, Journal Of Hydraulic Engineering, 2005, Vol. 131(7), pp. 542-553

[05] Kampke, W., Nestmann, F., Lehmann, B. & Adam, B., 2008, Ethohydraulics – behavioral study plus hydraulic modelling, Proceedings of the International Conference on Fluvial Hydraulics, 2008, Vol. Vol. 3, pp. 1877-1883

[06] Liao, J.C., 2007, A review of fish swimming mechanics and behaviour in altered flows, Phil. Trans. R. Soc. B, 2007, Vol. 362, pp. 1973–1993

[07] Liao, J.C., Beal, D.N., Lauder, G.V. & Triantafyllou, M.S., 2003, Fish Exploiting Vortices Decrease Muscle Activity, Science, 2003, Vol. 302(5650), pp. 1566-1569

[08] Nikora, V. I., Aberle, J., Biggs, B. J. F., Jowett, I. G. and Sykes, J. R. E. (2003), Effects of fish size, time-to-fatigue and turbulence on swimming performance: a case study of Galaxias maculatus. Journal of Fish Biology, 63: 1365–1382.

[09] Odeh, M., Noreika, J.F., Haro., A., Maynard, A., Castro-Santos, T. & Cada., G. F., 2002, Evaluation Of The Effects Of Turbulence On The Behavior Of Migratory Fish, Final Report 2002, Report to Bonneville Power Administration, Contract No. 00000022, Project No. 200005700, 55 electronic pages (BPA Report DOE/BP-00000022-1)), Bonneville Power Administration, 2002

[10] Przybilla, A., Kunze, S., Rudert, A., Bleckmann, H. & Brucker, C., 2010, Entraining in trout: a behavioural and hydrodynamic analysis, Journal Of Experimental Biology, 2010, Vol. 213, pp. 2976-2986

[11] Silva, A.T., Santos, J.M., Ferreira, M.T., Pinheiro, A.N. & Katopodis, C., 2011, Ef-fects of water velocity and turbulence on the behaviour of Iberian barbel (Luciobarbus bo-cagei, Steindachner 1864) in an experimental pool-type fishway, River Research and Applications, John Wiley & Sons, Ltd., 2011, Vol. 27(3), pp. 360-373

[12] Smith, D.L., Brannon, E.L. & Odeh, M., 2005, Response of Juvenile Rainbow Trout to Turbulence Produced by Prismatoidal Shapes, Transactions of the American Fisheries Society, 2005, Vol. 134(3), pp. 741 - 753

[13] Sokoray-Varga, B. & Jozsa, J., 2008, Particle tracking velocimetry (PTV) and its application to analyse free surface flows in laboratory scale models, Periodica Polytechnica Civil Engineering, 2008, Vol. 52/2, pp. 63–71

[14] Sokoray-Varga B., Weichert R., Lehmann B. and Nestmann F., 2012, Detecting turbulent eddies by means of PIV in a vertical-slot fish pass, Proceedings of the 2nd European IAHR Congress (in press)

[15] Tritico, H.M. & Cotel, A.J., 2010, The effects of turbulent eddies on the stability and critical swimming speed of creek chub (Semotilus atromaculatus), Journal Of Experimental Biol-ogy, 2010, Vol. 213(13), pp. 2284-2293

[16] Webb, P., 1998, Entrainment by river chub Nocomis micropogon and smallmouth bass Micropterus dolomieu on cylinders, Journal Of Experimental Biology, 1998, Vol. 201(16), pp. 2403-2412

Anschrift des Verfassers

Béla Sokoray-Varga
Institut für Wasser und Gewässerentwicklung
Karlsruher Institut für Technologie
Kaiserstr. 12
D-76131 Karlsruhe
E-mail: sokoray@kit.edu

Wissenschaftliche Modelluntersuchungen zur Bestimmung der Bettstabilität von weitgestuftem Steinmaterial unter stationären Strömungsverhältnissen

Alexander Schendel, Benjamin Franz, Dr.- Ing. Nils Goseberg

Abstract

In this study, the erodibility and bed stability of extremely well-graded quarrystone material is investigated under steady flow conditions. Within the investigation large-scale model experiments are carried out in the circulation flume of the Franzius-Institut. Optical methods are applied to determine qualitatively the successive erosion process for well-graded material and the development of armour layers under steady flow conditions. Measuring frames and sediment gauges are used for the qualitative measurement of the bed structure alteration during armouring. Furthermore an outlook is given on future studies, which should quantify the results by means of further measurement methods (laser scanning, photogrammetry, sand trap).

1 Hintergrund und Zielstellung

Weitgestufte Gesteinsmischungen werden bereits vielfältig im Offshorebereich eingesetzt. Zu ihren Einsatzbereichen zählt u.a. der eigenständige Kolkschutz in Form einer einzigen Schüttlage. Die Vorteile von weitgestuftem Gesteinsmaterial bestehen darin, dass bei entsprechender Anpassung der Sieblinien sowohl die geotechnischen (Filterstabilität) als auch die hydraulischen Anforderungen (Erosions- / Lagestabilität) erfüllt werden können. Außerdem sind die Gesteinsmischungen bis zu einer maximalen Korngröße durchrammbar und wirtschaftlich transportfähig. Um das Verhalten des Materials beim Einbau unter Offshore-Bedingungen einschätzen zu können, müssen vorher dessen Erosionsstabilität und Belastungsgrenze ermittelt werden. Hierzu werden vom Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Leibniz Universität Hannover wissenschaftliche Modelluntersuchungen durchgeführt.



Abb. 1 Foto des verwendeten Materials

Das Ziel der Untersuchungen ist die Bestimmung der Bettstabilität und eine belastbare Bewertung der Einsatz- und Leistungsfähigkeit sowie der Dauerhaftigkeit weitgestufter Steinmaterialien (siehe Abb. 1) als Kolkschutz unter stationären Strömungsverhältnissen.

Die Untersuchung des Materials unter Strömungsbelastung unterteilt sich in zwei Projektphasen. In der ersten Projektphase werden in der Umlaufrinne des Franzius-Instituts (Abbildung 2) großskalige Modellversuche im Maßstab 1:1 durchgeführt. Hierbei werden zunächst optische Verfahren zur qualitativen Erfassung des sukzessiven Erosionsprozesses bei weitgestuften Material angewandt und die Ausbildung von Deckschichten unter stationären Strömungsverhältnissen untersucht. Die zweite Projektphase befindet sich derzeit im Planungsprozess. Hier sollen die Ergebnisse der ersten Phase mit Hinblick auf eine Bestimmung der maximalen Bettstabilität quantifiziert werden.

2 Versuchsaufbau

Die hydraulischen Modellversuche der ersten Projektphase werden in der Umlaufrinne des Franzius-Instituts durchgeführt. Die Umlaufrinne weist bei einer Länge von 60 m und einer Breite von 1 m eine mögliche Fließtiefe von 0.8 m auf, welche während des Versuchslaufes stufenlos variiert werden kann. Die Anlage wird über vier Rohrpumpen mit einer Fördermenge von je 0.5 m³/s angetrieben. Auf der den Pumpen gegenüberliegenden Seite befindet sich eine 18 m lange Gerade mit einem 2.7 m langen und 0.6 m tiefen Tiefteil. In diesen Tiefteil wird die zu untersuchende Gesteinsmischung ebenerdig eingebracht. Die unteren 20 cm des Tiefteils dienen einer Dränage, sodass die Gesteinsmischung in einer Schichtdicke von 40 cm eingebaut werden kann. Da der Größtkorndurchmesser d_{max} des Materials 200 mm beträgt, wird somit eine Schichtdicke von 2 * d_{max} sichergestellt.

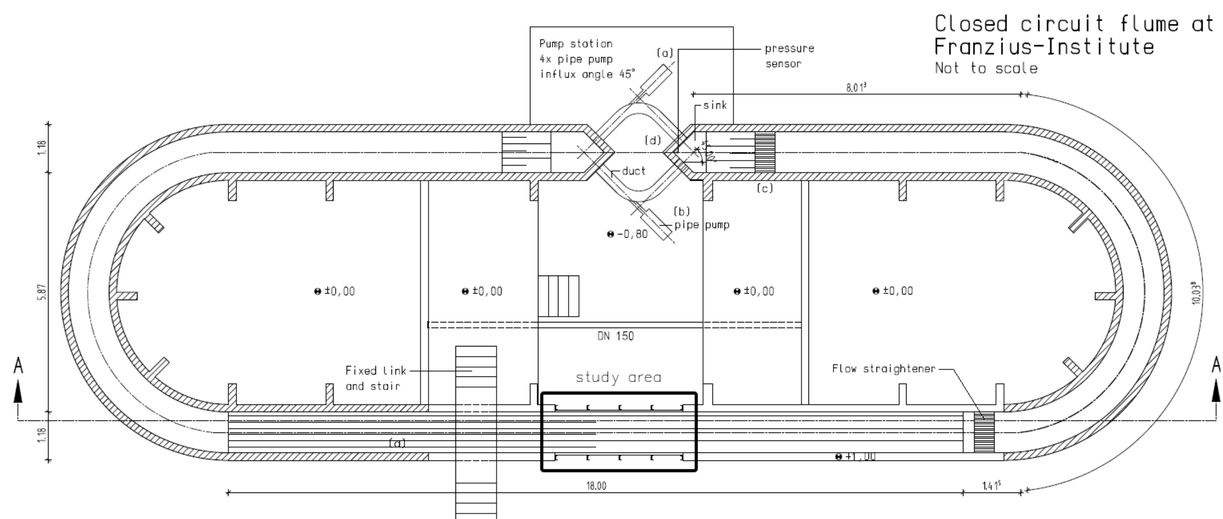


Abb. 2 Umlaufrinne des Franzius-Instituts

Das zu untersuchende Material ist weitgestuftes Bruchsteinmaterial bestehend aus Granodiorit mit Bestandteilen aller Kornfraktionen im Bereich von 0 mm bis 200 mm. Der Einbau des Materials in den Tiefteil der Umlaufrinne erfolgt in loser Schüttung ohne zusätzliche Verdichtung. In Abb. 3 wird exemplarisch eine Sieblinienverteilung des verwendeten Materials dargestellt.

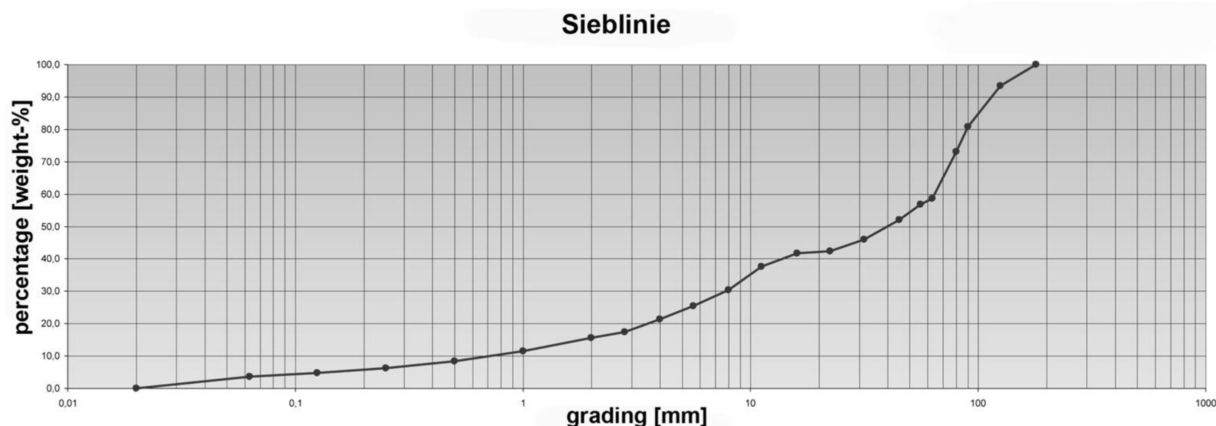


Abb. 3 Exemplarische Sieblinie des verwendeten Steinmaterials (Quelle: MiBau GmbH)

Zur qualitativen Erfassung der Veränderungen der Sohlstruktur werden Messrahmen und Sedimentpegel aus Kunststoff verwendet. Die Messrahmen weisen eine Öffnungsweite von 30 cm x 30 cm auf und sind mit 20 mm breiten Markierungen versehen. Die Rahmen werden nach jedem Versuchsdurchlauf entsprechend Abbildung 6 auf der Oberfläche der Gesteinsmischung positioniert und senkrecht zur Sohle fotografiert. Anhand der Fotos und des Messrahmens als Maßstab kann eine qualitative Veränderung der Sohlstruktur zwischen den einzelnen Versuchsdurchläufen herausgearbeitet werden.

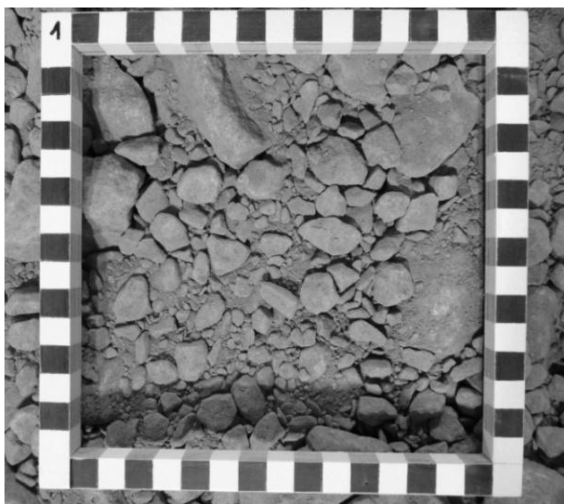


Abb. 4 Darstellung eines Messrahmens in Draufsicht

Zusätzlich zur Dokumentation mithilfe der Messrahmen werden lokale Veränderungen der Sohle mit den in Abbildung 5 dargestellten Sedimentpegeln qualitativ erfasst. Die Sedimentpegel haben eine Länge von 22.7 cm und sind mit einem 10 mm breiten Raster gekennzeichnet. Die Sedimentpegel werden an markanten Positionen innerhalb der Gesteinsmischung platziert, z.B. hinter großen Steinen oder an Stellen mit viel Feinsediment, um den dort auftretenden Abtrag zu erfassen.

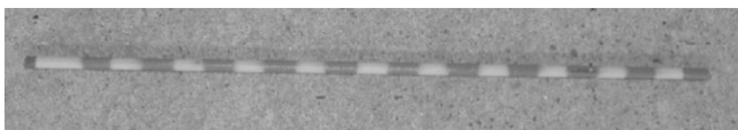


Abb. 5 Darstellung eines Sedimentpegels

Die Position der Messrahmen und der Sedimentpegel auf der Oberfläche der Gesteinsmischung kann der Abbildung 6 entnommen werden.

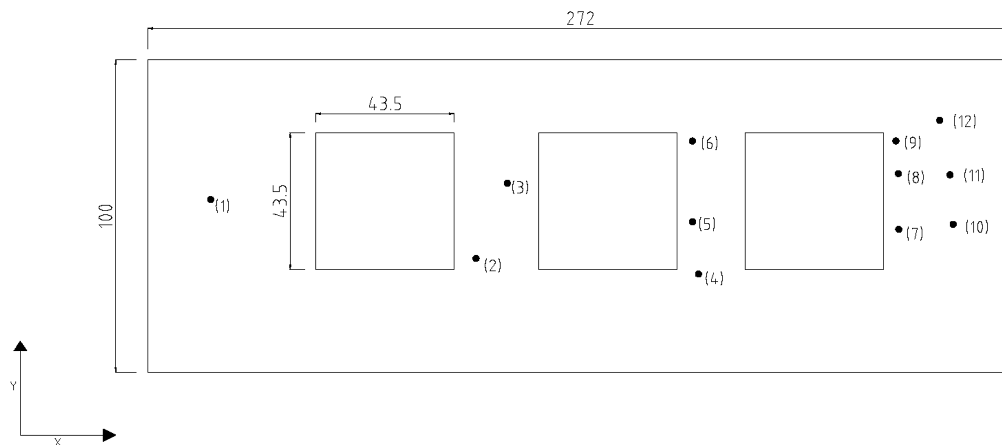


Abb. 6 Darstellung der Anordnung der Messrahmen und Sedimentpegel im Tiefteil der Umlaufrinne

3 Versuchsdurchführung

Zur Untersuchung der Erosionsstabilität unter stationären Strömungsverhältnissen wird das weitgestufte Material mit sukzessiv ansteigenden Strömungsgeschwindigkeiten belastet. Dazu wird zu Beginn jeder Versuchsreihe ein Wasserstand von 40 cm in der Umlaufrinne eingestellt. Nach einer kurzen Ruhezeit von etwa 15 min wird mit der Durchführung der Versuchsreihe und der Einstellung der jeweiligen Strömungsgeschwindigkeit begonnen. Die Regelung der Strömungsgeschwindigkeit erfolgt über die Einstellung einer spezifischen Pumpendrehzahl und damit über die Änderung des Durchflusses. Die Strömungsgeschwindigkeit wird mittels ADV-Sonde in einem Abstand von 5 cm von der Sohle gemessen und kontrolliert. Das eingebaute Material wird solange mit der eingestellten Strömungsgeschwindigkeit belastet, bis kein Sedimentaustrag mehr aus der Sohle ersichtlich ist. Nachdem dieser Zustand erreicht ist, wird das Material weitere 15 min belastet bevor das Wasser aus der Umlaufrinne abgelassen wird. Anschließend werden die Messrahmen auf dem Material positioniert und Fotoaufnahmen des Sedimentes im Rahmen und der Sedimentpegel gemacht. Nach Entfernung der Rahmen ist eine Versuchsreihe beendet und es kann mit der nächsten Versuchsreihe fortgefahren werden. Die nachfolgende Tabelle 1 zeigt eine Übersicht der Versuchsreihen mit den sukzessiv ansteigenden Strömungsgeschwindigkeiten und den Belastungsdauern.

Tab. 1 Übersicht durchgeführter Versuchsreihen, Strömungsgeschwindigkeit 5 cm über Sohle

Versuchsreihe [#]	**Strömungsgeschwindigkeit** [m/s]	**Belastungsdauer** [min]
1	0.11	75
2	0.21	60
3	0.28	60
4	0.46	60
5	0.65	60
6	0.84	90
7	1.00	90

4 Versuchsbeobachtung

Zu Beginn jeder Versuchsreihe kann eine Erosion von Feinstmaterial festgestellt werden, dass anschließend in Suspension übergeht. Die Erosion des Feinstmaterials tritt lokal auf und vollzieht sich in Erosionswolken.

Ab der fünften Versuchsreihe mit einer Strömungsgeschwindigkeit von 0.65 m/s sind zudem lokal begrenzte Bewegungen von Steinen bis 2 mm Durchmesser erkennbar. Es finden lokale Umlagerungsprozesse von einzelnen Steinen und kleinen Gesteinsgruppen statt.

Bei der anschließenden Belastung des Materials mit einer Strömungsgeschwindigkeit von 0.84 m/s stellen sich vereinzelt Steine gegen die Strömungsrichtung auf und verkeilen sich. Weiterhin sind lokale Umlagerungen erkennbar.

In der siebten Versuchsreihe wird eine Strömungsgeschwindigkeit von 1.0 m/s untersucht. Hierbei kann ein springender Transport von einzelnen Körnern bis 2 mm Durchmesser beobachtet werden. Zudem zeigt sich eine lokale Herauslösung von Material bis zur einer Korngröße von 4 cm.

Über die gesamten Versuchsreihen hinweg ist ein Auswaschen von Feinstmaterial zu beobachten. Ursache hierfür ist, dass mit ansteigender Belastung infolge zunehmender Strömungsgeschwindigkeit Feinstsediment aus immer tiefer liegenden Schichten erodiert wird. Hierbei stellt sich das Korngerüst aus den gröberen Kornfraktionen als lagestabil dar.

Es ist anzumerken, dass die untersuchten Strömungsgeschwindigkeiten von bis 1 m/s nicht ausreichen, um eine Zerstörung der Deckschicht herbeizuführen. Die Belastungsgrenze des untersuchten Materials kann in der Umlaufrinne nicht ermittelt werden. Für die zweite Versuchsphase werden Möglichkeiten evaluiert, um aus den dort ermittelten Daten Stabilitätsvorhersagen für höhere Fließgeschwindigkeiten zu extrapolieren. Im Offshore-Bereich muss das Material Strömungsgeschwindigkeiten von 5 bis 7 m/s, unter zusätzlicher Wellenbelastung sogar von bis zu ca. 11 m/s wiederstehen können. Die folgenden Abbildungen zeigen beispielhaft die Sohlveränderung zwischen der ersten und letzten Versuchsreihe im mittleren Messrahmen.

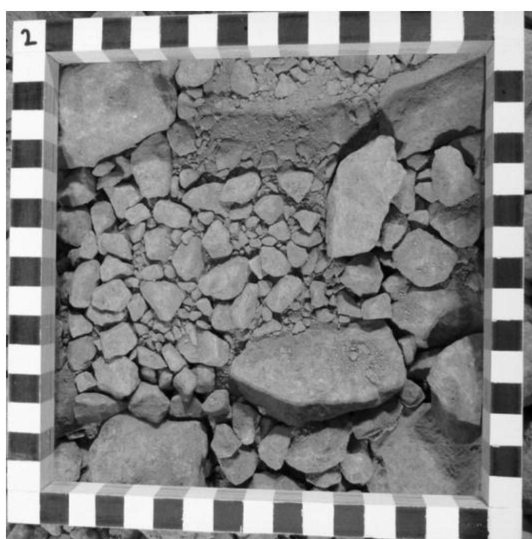


Abb. 7 Messrahmen 2 Versuchsreihe 1



Abb. 8 Messrahmen 2 Versuchsreihe 7

5 Auswertung

Zu Beginn jeder Versuchsreihe konnte die Erosion von Feinstmaterial in Form von Erosionswolken beobachtet werden. Mit zunehmender Strömungsgeschwindigkeit wurde Feinstsediment aus immer tiefer liegenden Bereichen des Sohlgerüstes erodiert, während das übrige Korngerüst aus den gröberen Kornfraktionen lagestabil blieb. Die Erosion des Feinstsedimentes aus den Zwischenräumen des Korngerüstes hatte keine Beeinträchtigung der Sohlstabilität zur Folge.

Weiterhin konnte beobachtet werden, dass durch das vereinzelte Herausstehen von größeren Steinen aus der Sohlformation Bereiche entstehen, in denen Abschirmungseffekte einen stabilisierenden Einfluss auf die Sohlstruktur darstellen. Die unterschiedlich ausgeprägte Oberflächenstruktur neigt somit zu einem gewissen Selbstschutz.

Insgesamt konnte eine Verzahnung des Steinmaterials der obersten Sohlschicht ausgemacht werden, die zur einer Erhöhung der Lagestabilität der Sohle führt. Es sind Kornfraktionen lagestabil geblieben, die nach Shields (1936) bei einer Sohle aus Einheitskorn erodiert worden wären.

Dieses Phänomen bei weitgestuften Material unter strömungsinduzierter Belastung wird als Deckschichtausbildung bezeichnet. Als Deckschichten werden Schichten definiert, die die Stärke des Größtkorns der Kornmischung aufweisen. Diese grundsätzlich stabilen Deckschichten entstehen durch kontinuierliche, lokale Erosionsprozesse feinerer Sedimentfraktionen und sind durch eine sukzessive Steigerung der Stabilität der Sohle gekennzeichnet. Die überwiegend aus gröberen Körnern bestehende Deckschicht schützt das darunter befindliche feine Material vor einem Strömungsangriff. Dadurch kann bei weitgestuften Material eine Bettstabilität erreicht werden, die größer ist als bei einer Sohle aus Einheitskorn.

Weitergehende Untersuchungen

In der zweiten Projektphase sollen die in der ersten Phase gewonnenen Erkenntnisse quantifiziert werden. Dazu soll eine quantitative Bestimmung der Bettstabilität mittels sukzessiver Belastungssteigerung durchgeführt werden. Um einen Vergleich mit den in der ersten Projektphase gesammelten Daten zu gewährleisten erfolgen die Versuchsreihen analog zur ersten Phase. Zusätzlich sollen Profile der Strömungsgeschwindigkeiten über die Wassertiefe mittels ADV-Sonde erhoben werden. Ausgehend von den erfassten 3D-Strömungsgeschwindigkeiten sollen die auftretenden Sohlschubspannungen bestimmt werden. Die Auswertungsmethoden zur Bestimmung der Schubspannungen sind abhängig vom vorliegenden Geschwindigkeitsprofil und müssen noch evaluiert werden.

Weiterhin sollen eine flächige Erfassung der Sohle und eine Analyse der Deckschichten mit Hilfe einer Laserdistanzmessung (digital elevation model - DEM) nach jeder Versuchsreihe erfolgen. Hierdurch sollen kleine Sohlveränderungen, die durch Erosions- und Umlagerungsprozesse entstanden sind, erfasst werden. Zur Bilanzierung des aus der Sohle ausgelösten Materials soll zudem ein Sandfang in der Umlaufrinne installiert werden, der sämtliches Material, dass sich nicht in Suspension befindet, erfassen kann. Aus dem aufgefangenen Material können anschließend Sieblinien der der erodierten Kornfraktionen erstellt werden.

Literatur

[01] Aberle, J., & Nikora, V. (2006). Statistical properties of armored gravel bed surfaces. WATER RE-SOUCES RESEARCH, VOL. 42

[02] Chin, C. O. (1985). Stream bed armouring. (S. o. University of Auckland, Hrsg.)

[03] Mao, L., Cooper, J. R. and Frostick, L. E. (2011). Grain size and topographical differences between static and mobile armour layers. Earth Surf. Process. Landforms, 36: 1321–1334.

[04] Shields. (1936). Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung. Berlin: Eigenverlag der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau

Anschrift des Verfassers

Dipl.- Ing. Alexander Schendel
Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen
Leibniz Universität Hannover
Nienburger Straße 4
D-30167 Hannover
Email: schendel@fi.uni-hannover.de

Verbesserung des Schutzpotentials gesteuerter Flutpolder durch alternative Kappungsmethoden

Stephan Hötzl

Kurzfassung

Flutpolder werden heutzutage so gesteuert, dass eine horizontale Kappung der Hochwasserwelle am Polderstandort erreicht wird. Es ist jedoch auch eine alternative Steuerung denkbar, die dann in flussabwärts gelegenen Gebieten eine Verbesserung gegenüber der horizontalen Kappung darstellt. Mithilfe von zweidimensionalen, hydraulischen Simulationen wurde untersucht, ob sich eine Steuerung theoretisch so umsetzen lässt und ob die erhofften Verbesserungen auch eintreten. Dazu wurde ein akademisches Modell mit drei Vorländern entwickelt, um den Effekt grundsätzlich zu untersuchen. Hierzu wurde eine Hochwasserwelle auf verschiedene Arten, gekappt und als Einlaufrandbedingung gesetzt. In einem iterativen Prozess wurde dann nach der Kappung gesucht, die am Auslauf des Modells zu den geringsten maximalen Wasserständen führt. Anschließend wurden die Erkenntnisse auf ein existierendes Modell der Donau übertragen, um die Anwendbarkeit in der Realität zu überprüfen. Die Ergebnisse der Simulationen legen nahe, dass die vorgeschlagene alternative Steuerung Vorteile hat, die momentan allerdings aufgrund von Unsicherheiten bei der Hochwasserwellenprognose, bedingt durch numerische und physikalische Grenzen, noch eher theoretischer Natur sind und erst bei einer Verbesserung der Prognosewerkzeuge praktisch nutzbar werden.

1 Einleitung

Gesteuerte Flutpolder gehören neben großen Talsperren zu den effektivsten Instrumenten, um den Scheitelabfluss bei Hochwasserereignissen zu reduzieren [1]. Ein gesteuerter Flutpolder besteht aus einem Rückhaltebecken, das durch einen Trenndamm vom Fließgewässer abgetrennt ist. Durch steuerbare Einlauf- sowie Auslaufbauwerke ist ein gezieltes Fluten des Rückhaltebeckens und damit ein Kappen des Scheitels von Hochwasserwellen möglich.

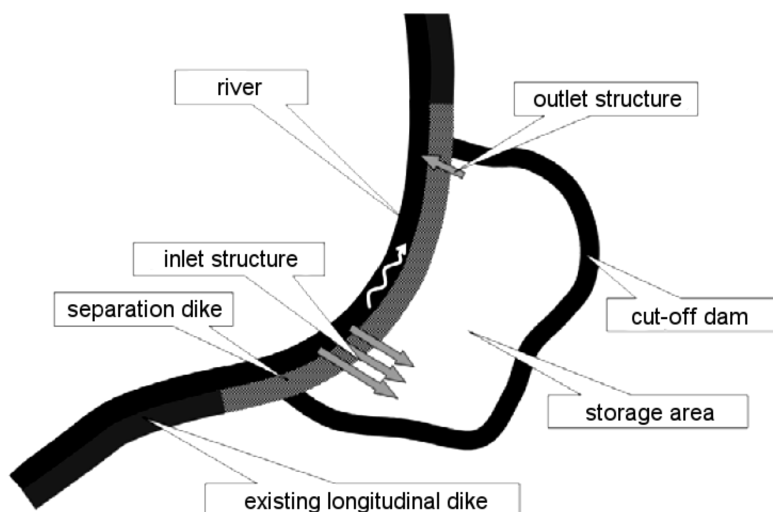


Abb. 1 Schematische Abbildung eines Flutpolders (Strobl & Zunic, 2006)

Üblicherweise wird versucht, eine Hochwasserwelle horizontal zu kappen und dabei das Rückhaltevolumen des Polders optimal auszunutzen. Diese Form der Kappung führt naturgemäß vor allem im Bereich kurz nach dem Polder zu einem horizontalen Scheitelverlauf der Hochwasserwelle. Beim Durchlaufen von Vorländern wird diese Hochwasserwelle jedoch verformt und es ist wahrscheinlich, dass sie sich in Folge aufsteilt. Ein weiterer Effekt ist, dass durch die horizontale Kappung diverse nachgelagerte Retentionsräume weniger stark beaufschlagt werden können, als das bei einer alternativen Kappung der Fall ist und so Retentionspotential verschenkt wird. Aus diesem Grund entstand die Idee, dass für weit flussabwärts gelegene Gebiete eine alternative Kappungsmethode Vorteile bieten könnte [2].

Die vorgeschlagene Kappungsmethode sieht eine Welle vor, die durch entsprechende Steuerung kurz nach dem Polder ein Tal im Scheitel besitzt. Dieses Tal würde sich beim Durchlaufen der Vorländer wieder schließen und so langsam zu einem horizontalen Verlauf führen. Diese Vergleichmäßigung der Welle entsteht unter anderem dadurch, dass die zwei verbleibenden Wellenberge in Retentionsflächen abgeschwächt werden. Falls sich dieser Effekt bestätigen ließe, wäre es durch geschicktes Wählen der Kappungsform möglich, flussabwärts gelegene sensible Gebiete auf Kosten einer Verschlechterung der Situation am Polderstandort selbst zu schützen.

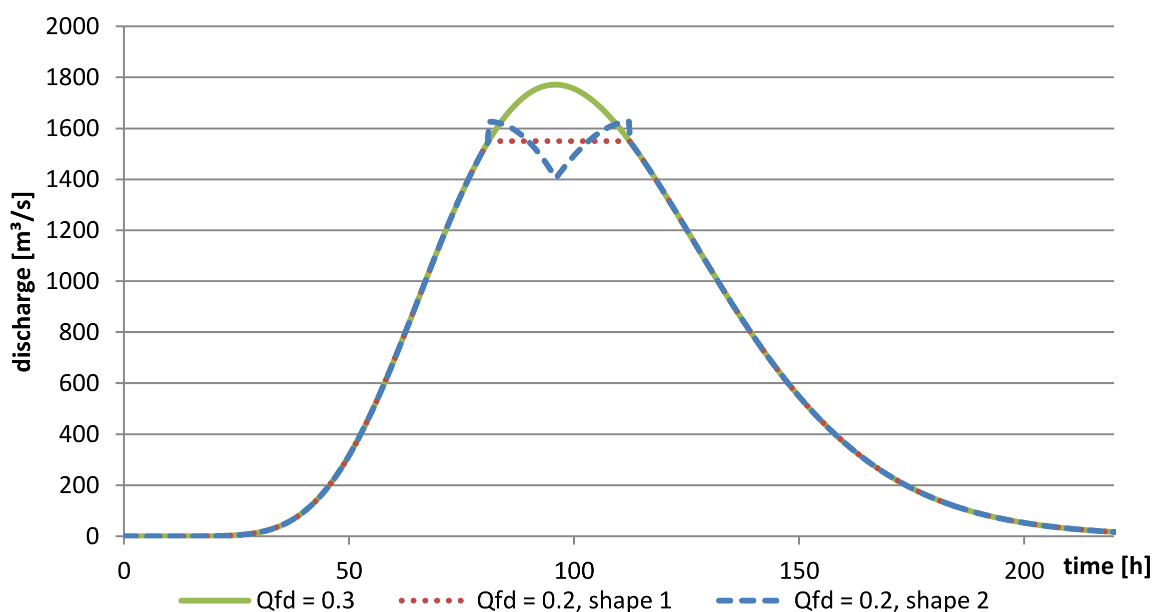


Abb. 2 Idealisierte Ausgangswelle am Polderstandort mit verschiedenen Kappungsverläufen

2 Methodik

Die numerischen Simulationen wurden mit dem Programm HYDRO_AS-2D Version 2.1 durchgeführt. Dieses nutzt ein lineares Netz und berechnet den Durchfluss mithilfe der zweidimensionalen Flachwassergleichungen, bei denen vertikale Geschwindigkeiten und Momente vernachlässigt werden und der Druck als hydrostatisch angenommen wird. Basis für die räumliche Diskretisierung ist die Finite-Volumen-Methode. Das Netz wurde unter Verwendung des Programms SMS (Surface-water Modeling System) in Version 10.1 erstellt [3].

Die verwendete originäre Hochwasserwelle (grün in Abb. 1), auf der alle Einlaufrandbedingungen basieren, resultiert aus der Maxwell-Boltzmann-Verteilung, die mit folgender Gleichung beschrieben werden kann:

$$Q(t) = \left(\frac{t}{t_A} e^{\left(1 - \frac{t}{t_A}\right)} \right)^r Q_S + Q_B \qquad (1)$$

mit

Q(t)	Funktion des Abflusses über die Zeit	[m³/s]
Q_B	Basisabfluss	[m³/s]
Q_S	Scheitelabfluss	[m³/s]
t	Kontrollvariable der Zeit	[t]
t_A	Anstiegszeit bis zum Erreichen des Scheitelabflusses	[s]
r	Formfaktor	[-]

Der Basisabfluss wurde dabei zu 0 m³/s gesetzt, der Scheitelabfluss auf 1611 m³/s, die Anstiegszeit auf 96 Stunden und der Formfaktor zu 10. Die gekappten Wellen wurden erzeugt, indem von der originären Welle auf verschiedene Arten jeweils ein gleiches Volumen von 14,9 Millionen m³ entfernt wurde.

Das akademische Modell von Flusschlauch und Vorländern ist eine Weiterentwicklung des Modells von Markus Fischer [4]. Es besteht aus einem zentralen Kanal (in Abbildung 3 die mittige Linie) mit Trapezquerschnitt, einer Länge von 100 km und einer Sohlneigung von 1 ‰. Daran angegliedert sind vier seitliche flache Vorländer mit der gleichen Neigung. Die drei Vorländer auf der orographisch linken Seite haben eine Länge von jeweils 10 km, das Vorland auf der rechten Seite hat eine Länge von 50 km. Der Strickler-Wert im Kanal beträgt 40 $m^{1/3}$/s, der in den Vorländern 20 $m^{1/3}$/s. Die genaue Geometrie des Modells ist in Abbildung 3 dargestellt.

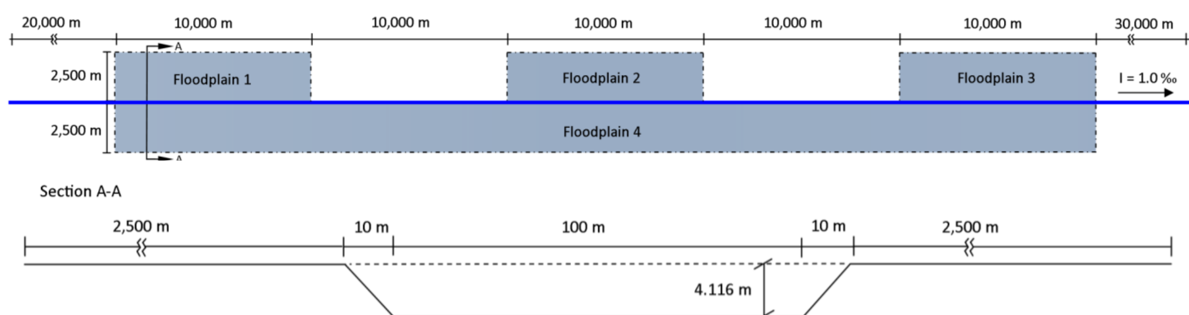


Abb. 3 Draufsicht und Geometrie des akademischen Modells

Das ebenfalls verwendete bereits existierende Modell der Donau wurde von Daniel Skublics erstellt und von Marius Asenkerschbaumer um diverse Polderstrukturen erweitert. Es umfasst das Gebiet von Donauwörth bis Neuburg an der Donau und bildet dabei die Donau

auf einer Fließlänge von etwa 93 km ab. Neben der Einlaufrandbedingung, die zunächst einem HQ100 entspricht, sind auch alle seitlichen Zuflüsse im Modell abgebildet.

3 Akademisches Modell

Für die Untersuchung wurden als Einlaufrandbedingung beim akademischen Modell 15 verschiedene Ganglinien gesetzt, die in Abbildung 4 dargestellt sind. Sie bilden jeweils die Hochwasserwelle ab, nachdem sie vom Polder gekappt wurde. Shape 1 entspricht dabei der horizontalen Kappung, die es zu verbessern gilt. Alle anderen Ganglinien sind in einem Prozess entstanden, bei dem verschiedene Formen manuell erstellt wurden und nach einer Verbesserung gesucht wurde.

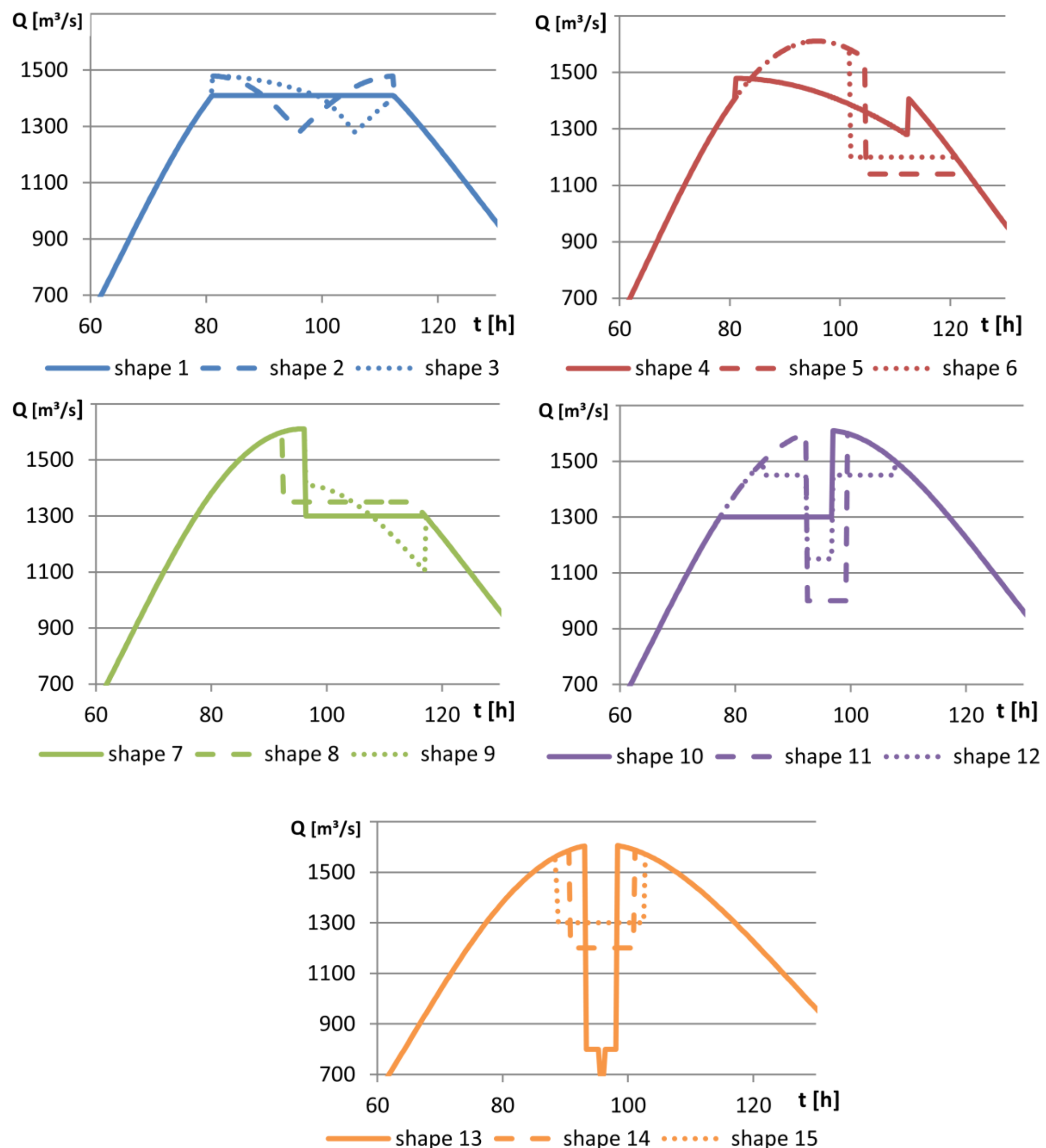


Abb. 4 Die als Einlaufrandbedingung verwendeten 15 Ganglinien

Nach jeder Simulation wurde direkt am Ende von Vorland drei und vier der Abfluss durch den Kanal gemessen und diese Ganglinie mit der Eingangsganglinie verglichen, um zu ermitteln bei welcher sich der Abflussscheitel am meisten reduzierte.

Ergebnisse

In Abbildung 5 sind die gemessen Abflussganglinien, die eine Verbesserung am Ende der Vorländer erreicht haben dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Hochwasserwellen sich allesamt stark verformt haben. Die Formen der Abflussganglinien ähneln sich insgesamt sehr, obwohl die Form der Eingangsganglinien im Scheitelbereich klar unterschiedlich war. Gegenüber der horizontalen Kappung (shape 1) konnte eine Verringerung des maximalen Abflusses am Modellausgang erreicht werden, wobei ein Großteil der Formen eine Verschlechterung zur Folge hatte. Als beste Ganglinie sticht shape 14 heraus, die eine Verringerung des Scheitelabflusses um 1,55 % gegenüber der horizontalen Kappung aufweist. Diese Form entspricht auch in etwa der ursprünglich vorgeschlagenen Ganglinie (shape 2, vgl. Abbildung 2), die einer Verringerung um 0,96 % erreicht. Damit konnte die vorgeschlagene Theorie bereits bestätigt werden.

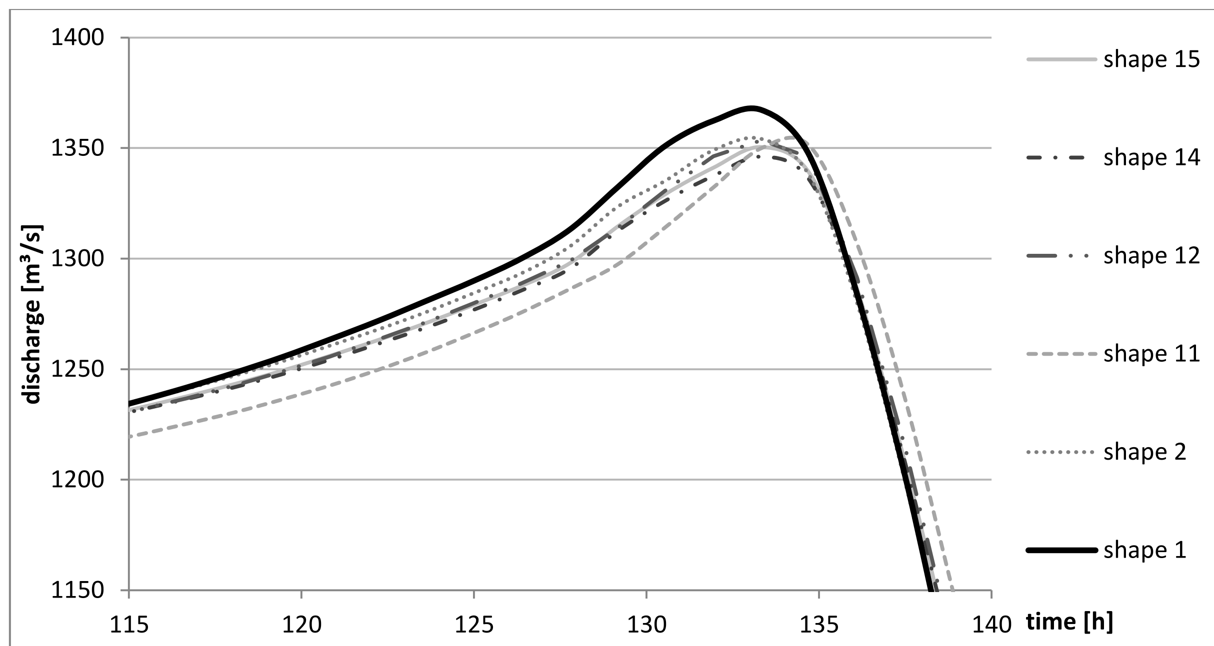


Abb. 5 Gemessene Ganglinien nach Durchlaufen der Vorländer

4 Modell Donau

Nach den Untersuchungen am akademischen Modell wurde versucht, die gewonnenen Erkenntnisse auf das existierende Modell der Donau zu übertragen. Dazu wurde analog zum akademischen Modell wieder ein Optimierungsprozess der Einlaufganglinie durchgeführt, der zu möglichst niedrigen Durchflüssen am Auslauf des Modells führt. Das Modell wurde, um Rechenzeit zu sparen, vor und hinter dem Polder am Standort Riedensheim abgeschnitten (siehe Abb. 6).

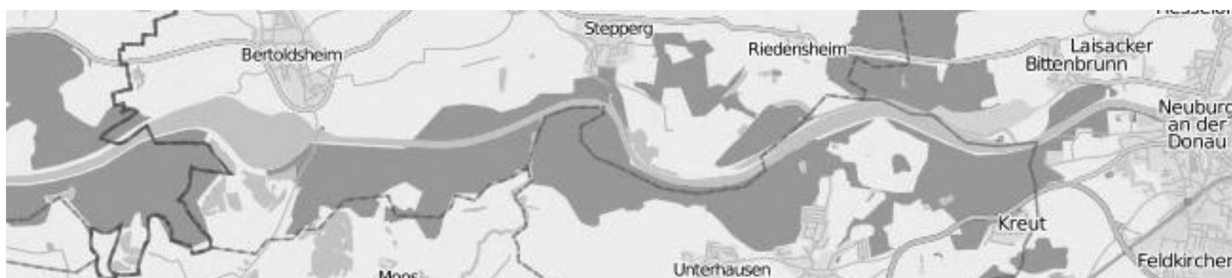


Abb. 6 Abgebildeter Bereich der Donau zwischen Bertoldsheim und Neuburg

Der neue Einlauf befindet sich in etwa an der Stelle des Poldereinlaufs; der neue Auslauf des Modells kurz vor der Stadt Neuburg a.d. Donau. Um die Einlaufganglinie für das zugeschnittene Netz zu erhalten wurde im vollständigen Modell die Ganglinie des hochgerechneten Hochwassers von 1999 simuliert und der Durchfluss an der Stelle des neuen Einlaufs im verkleinerten Modell gemessen. Die so gewonnene Ganglinie war nun Basis für die optimierten Kappungsformen, die sich an shape 14 aus dem akademischen Modell orientieren. In Abbildung 7 sind die Einlaufganglinien dargestellt, die im Optimierungsprozess entstanden sind. Die rote Kurve (measured curve) entspricht der ungekappten Ganglinie des Hochwassers von 1999. Shape 16 entstand durch eine horizontale Kappung durch Entnahme von 17.86 Millionen m³, die der Polder Riedensheim fassen kann. Shape 17 bis 20 sind die optimierten Ganglinien, bei denen wieder eben dieses Volumen entfernt wurde.

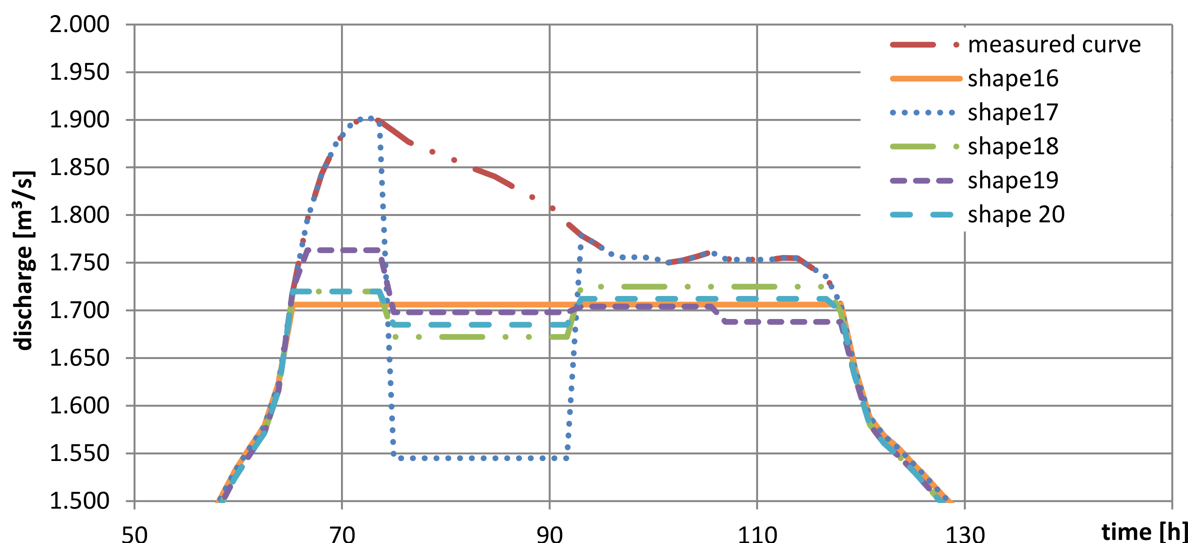


Abb. 7 Einlaufganglinien im existierenden, zugeschnittenen Modell

Ergebnisse

Die entstehenden Auslaufganglinien (Abb. 8) unterscheiden sich deutlich von denen im akademischen Modell, da der Wellenberg am Ende fehlt und die Ganglinien allgemein eher plateauartig verlaufen. Dies liegt vermutlich vor allem an der unterschiedlichen Geometrie der Vorländer, wie auch der kleineren Gesamtlänge des Modells. Es war jedoch erneut möglich, die Ganglinie so zu optimieren, dass eine Reduktion des maximalen Abflusses am Ende des Modells, also kurz vor Neuburg, erreicht werden konnte. Die größte Verringerung um 0.82% bzw. 15 m³/s wurde mit shape 20 erreicht.

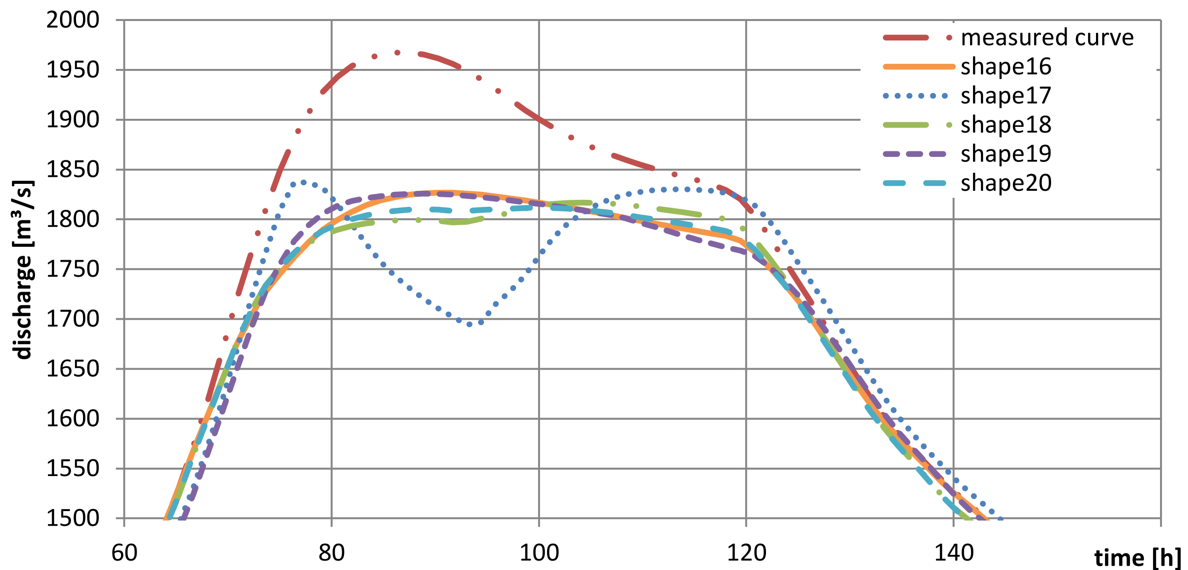


Abb. 8 Auslaufganglinien im existierenden, zugeschnittenen Modell

In Abbildung 9 sind die Differenzen in den maximalen Wasserspiegellagen bei Durchlaufen des Modells mit den Ganglinien 16 (horizontale Kappung) und 20 (optimierte Form) dargestellt. Der Einlauf ins Modell befindet sich auf der westlichen Seite, wo auch der Poldereinlauf liegt. Neuburg a.d. Donau befindet sich rechts direkt hinter dem Auslauf des Modells. Es ist klar zu erkennen, dass die optimierte Form im Bereich des Polders zu Wasserständen führt, die bis zu fünf cm höher liegen als bei der horizontalen Kappung (durchgezogener Kreis). Diese lokale Verschlechterung führt jedoch in der gesamten östlichen Hälfte des Modells zu einer Verringerung der maximalen Wasserstände (gestrichelter Kreis). Am Auslauf beträgt der Unterschied etwa 5 cm, was vor allem im Hinblick auf die nahe flussabwärts gelegene Stadt Neuburg a.d. Donau eine signifikante Verbesserung darstellt.

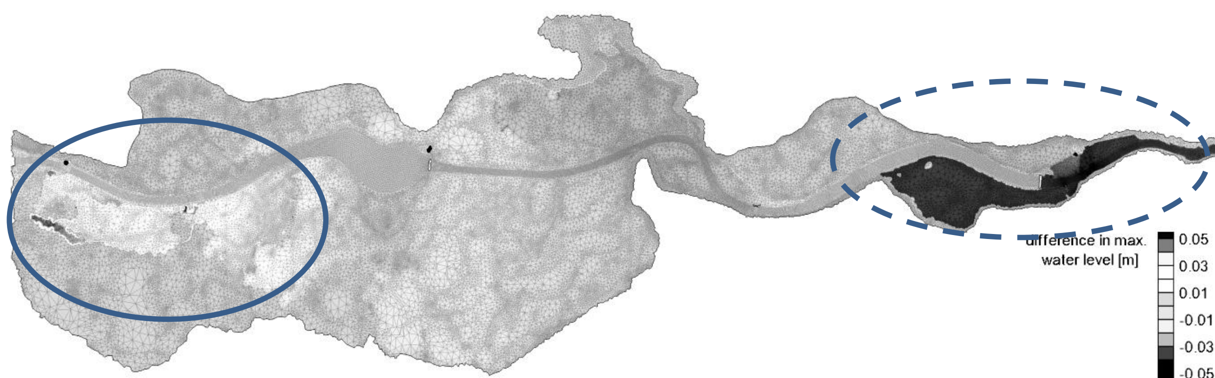


Abb. 9 Unterschied in max. Wasserspiegellage bei Durchlaufen von shape 16 und 20

Zusammenfassung

Es ist theoretisch möglich, den maximalen Durchfluss an einem bestimmten Punkt im Fluss durch die Optimierung der durch einen Polder modifizierten Ganglinienform zu verringern. Die vorgeschlagene Ganglinie mit einem Einschnitt im Scheitel am Polderstandort führte dabei flussabwärts bereits zu besseren Ergebnissen als eine horizontale Kappung. Dies ließ sich im akademischen Modell, wie auch an einem realitätsnahen Beispiel nachweisen.

Unter Durchführung mehrerer Simulationen konnte die vorgeschlagene Ganglinie sogar noch zusätzlich verbessert werden.

Es muss jedoch bedacht werden, dass die Verbesserung an einem gewählten Punkt unter Umständen eine Verschlechterung andernorts zur Folge hat. Durch eine geschickte Wahl und Abwägung dieser Effekte könnte es jedoch möglich sein, empfindliche Gebiete wie Siedlungen und Städte zu schützen, indem weniger sensible Gebiete mehr belastet werden. In der Realität ist die Anwendung einer solchen alternativen Steuerung derzeit allerdings noch nicht umsetzbar. Die Probleme dabei liegen in der ohnehin relativ unsicheren Hochwasserprognose, die es derzeit schwer macht, das Retentionsvolumen des Polders optimal zu nutzen. Eine Optimierung der Poldersteuerung auf eine solche Hochwasserprognose hin unterliegt ebenfalls wieder Unsicherheiten und wäre daher sehr spekulativ und riskant. Hinzu kommt, dass für jedes Hochwasserereignis individuell ein iterativer Optimierungsprozess durchgeführt werden müsste, was zeitlich nicht sinnvoll möglich ist, da Vorbereitungen des Modells, Berechnung und Auswertung der Simulationen mehrere Tage benötigen und das Hochwasserereignis in dieser Zeit schon stattgefunden hat.

Literatur

[1] Göttle, A. (2007): Flutpolder als Mittel des Hochwasserschutzes in Bayern. Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München Band 113

[2] Hötzl, S., 2011: „Examinations Regarding Simulations of Controlled Flood Polders“; Master’s Thesis am Lehrstuhl für Wasserbau, TU München, unveröffentlicht

[3] Nujic, M (2003) Hydro_AS-2D Benutzerhandbuch

[4] Fischer, M. (2008): „Ungesteuerte und gesteuerte Retention entlang von Fließgewässern Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München Band 119

Anschrift des Verfassers

Stephan Hötzl
Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Technische Universität München
Arcisstr. 21
D-80333 München
E-Mail: stephan.hoetzl@tum.de

Wildbachgefahren – Prozesse und Berechnungsmethoden (Kurzbeitrag)

Johannes Kammerlander

Einleitung

Wildbäche bergen häufig ein hohes Gefahrenpotential für den Siedlungsraum in den Talschaften der Alpen. Im Allgemeinen kennzeichnen sich Wildbäche durch ihr steiles Sohlgefälle von mehr als 5 % und eine rasche hydrologische Reaktion auf kurze Starkregenereignisse (ETAlp, 2003). Letzteres resultiert durch die schnelle Konzentration der flächigen Abflussprozesse in einem meist kleinen, kesselartigen Einzugsgebiet. Im Gegensatz zu „flachen“ Gebirgsflüssen in den Talschaften weisen Wildbäche einen deutlich weniger ausgeglichen Feststoffhaushalt auf. Als Bindeglied zwischen geologischen Abtragprozessen im Gebirge und deren Austrag in das fluviale System werden sie neben der Hydrologie maßgeblich von der Geschiebeverfügbarkeit beeinflusst. In dem folgenden Beitrag soll ein exemplarisches Beispiel zur Erfassung des Gefahren-potentials von Wildbächen beschrieben werden.

1 Untersuchungsgebiet

Der Höttinger Bach ist der „Dorfbach“ der ehemals eigenständigen Gemeinde Hötting, heutiger Stadtteil von Inn-sbruck, Tirol. Zahlreiche Hochwasser- und Murereignisse im 19. und frühen 20. Jahrhundert veranlassten die Gemeinde bereits 1904 zur Ausarbeitung eines Verbau-ungsprojekts zum Schutz des Siedlungsgebietes.

2 Problemstellung

Die 1923 - 26 ausgeführten Maßnahmen erwiesen sich als wirkungsvoll und konnten größere Schäden infolge von Überflutungen oder Überschotterungen verhindern. Zwar erscheint der lange Zeitraum der „Sicherheit“ als technischer Sieg über die Wildbachgefahr in Hötting, doch wurde die Kapazität der Schutzbauwerke zuletzt in den Jahren 1995 und 2005 voll ausgelastet. Gleichzeitig bewirkte der hohe Siedlungsdruck in diesem Stadtgebiet eine starke Zunahme des Schadenpotentials.

Ziel dieser Untersuchung ist die Erfassung des aktuellen Gefahrenpotentials auf Grundlage nachvollziehbarer Methoden. Die Analyse fokussiert sich an einem Extremereignis mit einer fiktiven Wiederkehrwahrscheinlichkeit von 150 Jahren.

3 Ergebnisse - Hydrologie

Bedingt durch das Fehlen jeglicher Abflussaufzeichnungen am untersuchten Höttinger Bach erfolgte die Ermittlung der zu erwartenden Reinwasserganglinie mit dem Niederschlags-Abflussmodell ZEMOKOST (Kohl, 2011). Die Parametrisierung basiert auf einer GIS-gestützten Auswertung von hydrologischen und hydraulischen Geländekartierungen, sowie extremwertstatistisch ermittelten Niederschlagsintensitäten. Die Modellierung sowie die Aufzeichnungen vergangener, kleiner Hochwasserereignisse zeigten, dass ein halbstündlicher Starkregen der maßgebende Auslöser für ein hydrologisches Extremereignis im betrachteten Einzugsgebiet ist.

Auf die extremwertstatistisch ermittelte Niederschlagshöhe von 66 mm reagiert das Gewässersystem am Gebietsauslass mit einem Spitzenabfluss von 20,9 m^3/s (Abbildung 2). Die Konzentrationszeit der Hochwasserwelle beträgt rund 1,3 Stunden. Das Modellergebnis konnte über Nachrechnung historischer Ereignisse und durch Auswertung stummer Zeugen hinreichend plausibilisiert werden.

4 Ergebnisse - Geschiebetransport

Neben schnell ansteigenden und kurzzeitigen Hochwasserwellen ist starker Geschiebetransport ein weiteres Charakteristikum von Wildbächen. Umfangreiche Geländeerhebungen im Bachlauf erlaubten die potentielle Geschiebefracht für mehrere Szenarien zu berechnen. Grundsätzlich wird in dieser Arbeit zwischen fluviatilen und murartigen Prozessen unterschieden und ihr räumlich-zeitlicher Verlauf auf Basis empirischer, analytischer und numerischer Methoden berechnet.

Fluviatile Transportprozesse

Nach Kienholz et al. (1998) definiert sich fluviatiler Geschiebetransport als Verlagerung von Feststoffen entlang der Sohle des Gerinnes unter primärer Wirkung der Schleppspannung oder Strömungskraft des Wassers. Im Falle von steilen Gebirgsbächen beträgt die volumetrische Feststoffkonzentration zwischen 0 bis 20 % und das transportierte Größtkorn ist bis in den Dezimeterbereich groß (Hübl, 2009).

Die Ergebnisse der fluviatilen Geschiebetransportberechnung führen zu einem maximalen Feststoffvolumen von 4.300 m^3, welches im Zuge des hydrologischen Extremereignisses bis in den Siedlungsraum von Hötting gelangt. Dabei charakterisiert sich der Bachlauf unmittelbar oberhalb als ausgeprägte Ablagerungsstrecke (Abbildung 1). Entlang einem Fließweg von rund 360 m verringert sich die transportierte Geschiebefracht um rund die Hälfte; die maximale Feststoffkonzentration um gut zwei Drittel. Die Nachrechnung von vergangenen Ereignissen in den Jahren 2005 und 1995 stimmen räumlich mit den Beobachtungen überein und bestätigen die Plausibilität der Szenarien und der gewählten Ansätze.

Murartige Transportprozesse

Die Prozessdefinition von Murgängen ist sehr vielfältig; was sich in zahlreichen Klassifikations-ansätzen widerspiegelt. Tognacca (1999, S.18) nennt sie „als Grenzphänomen zwischen sehr intensivem Geschiebetransport und Rutschungen".

Auf Grundlage eines Berechnungsansatzes nach Tognacca (1999) konnten für mehrere Szenarien Sedigraphen festgelegt werden; der in weiterer Folge maßgebliche ist in Abbildung 2 dargestellt. Dieser Murganghydrograph zeigt drei ausgeprägte Feststoffspitzen, welche auf kurze Steilstrecken und lokale Geschiebeherde im Entstehungsgebiet zurückzuführen sind.

Im Gegensatz zu fluviatilem Geschiebetransport wird die Verlagerung der Feststoffe bei murartigen Prozessen nicht primär durch die Schleppspannung oder Strömungskraft des Wassers gesteuert, sondern über den Impulsaustausch einzelner Körner, sowie dem viskosen Fließverhalten des Feststoff-Wassergemisches. Folglich unterscheiden sich auch die Methoden zur Abschätzung der Frachtentwicklung im Längsverlauf des Baches.

Exemplarisch ist das Ergebnis einer Volumenbilanzmethode nach Fanin & Wise (2001) in Abbildung 1 dargestellt. Im Unterschied zu den Ergebnissen der fluviatilen Geschiebetransportberechnung beeinflusst die genannte Ablagerungsstrecke des Höttinger Bachs (siehe Abbildung 1) die transportierte Feststofffracht kaum. Der Murgang gelangt nahezu unverändert bis in das Siedlungsgebiet und stellt somit ein hohes Gefahrenpotential dar. Demgegenüber prognostizieren empirische Ansätze zur Berechnung von Murgangreichweiten bereits einen Stillstand in Bachstrecken oberhalb des Siedlungsraumes prognostizieren.

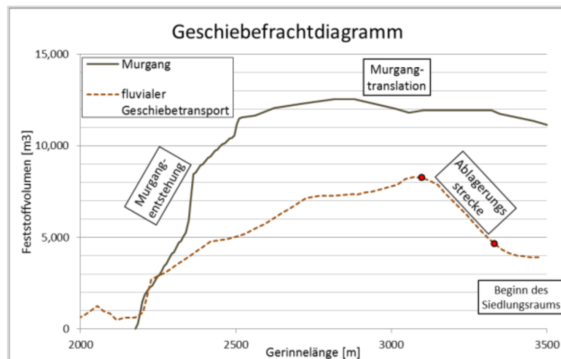


Abb. 1 Geschiebefrachtdiagramm für fluvialen und murartigen Transportprozess

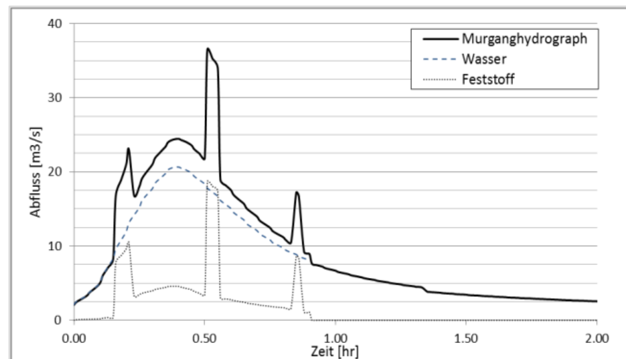


Abb. 2 Murganghydrograph

Schlussfolgerung

Die Ergebnisse der fluviatilen Geschiebetransportberechnung führen zu einem maximalen Feststoffvolumen von 4.300 m^3, welches die Kapazität der vorhandenen Schutzbauwerke übersteigt. Ebenso kann die Gefahr des Siedlungsraums durch Murgänge aus dem Höttinger Bach zum derzeitigen Stand nicht ausgeschlossen werden.

Literatur

[01] Agerer, H., Aigner, H., Angerer, H., Anker, F., Bunza, G., Ferlan, E., Gaztermaier, W., hafner, K., Hehn, F., Honsowitz, H., Hübl, J., Kirnbauer, R., Klaus, W., Kohl, B., Markart, G., Marschallinger, R., Mayer, R., Mayerl, M., Mölk, M., Ofner, G., Pirkl, H., Pittracher, M., Rickenmann, D., Schiegg, H., Schiffer, M., Schmid, F., Schmidt, R., Schnetzer, I., Stepanek, L. (2003). ETAlp - Erosion, Transport in Alpinen Systemen - Gesamtheitliche Erfassung und Bewertung von Erosions- und Transportvorgängen in Wildbacheinzugsgebieten. Projektsbericht des BMLFUW, Wien.

[02] Fanin, R. J. & Wise, M. P. (2001). An empirical-statistical model for debris flow travel distance. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 38, S. 982-994.

[03] Hübl, J. (2009). Ereignisdokumentation Prozesse: Wasser. Universitätskurs Ereignisdokumentation. Hrsg: Institut für Alpine Naturgefahren, Universität für Bodenkultur, Wien.

[04] Kienholz, H., Keller, M. H., Ammann, W., Weingartner, R., Germann, P. F., Hegg, C., Mani, P. und Rickenmann, D. (1998). Zur Sensitivität von Wildbachsystemen. Projektschlussbericht im Rahmen des nationalen Forschungsprogrammes „Klimaänderung und Naturgefahren“, NFP 31. Hochschulverlag an der ETH, Zürich.

[05] Kohl, B. (2011). ZEMOKOST, Entwicklung eines praktikablen Niederschlags-/Abflussmodells zur Modellierung von Hochwasser-abflüssen in Wildbacheinzugsgebieten unter Einbeziehung verbesserter Felddaten. Dissertation an der Leopold-Franzens Universität Innsbruck.

[06] Tognacca, C. (1999). Beitrag zur Untersuchung der Entstehungs-mechanismen von Murgängen. Dissertation an der Eidgenössischen Technischen Hochschule, Zürich.

Anschrift des Verfassers

Johannes Kammerlander
Arbeitsbereich Wasserbau
Universität Innsbruck
Innsbruckerstraße 13
A-6020 Innsbruck
E-mail: johannes.kammerlander@uibk.ac.at

Netzerstellung und -bearbeitung mit Open-Source Werkzeugen

Julien Barbier

Kurzfassung

Es gibt eine Vielzahl Programme, die kommerziell erhältlich sind, um Netze zu erstellen und zu bearbeiten. Oft sind diese Programme teuer in der Anschaffung und haben eine begrenzte Funktionalität. Teilweise wurden die Programme in letzter Zeit wenig weiterentwickelt, sodass Funktionalität und Leistungsfähigkeit deutlich Grenzen haben. Es sollen hier die Möglichkeiten gezeigt werden, Open-Source Programme zu nutzen, um die gleichen Ziele zu erreichen, mit teilweise erheblichen Verbesserungen in der Netzqualität und der Bearbeitungszeit. Da eine schlechte Dokumentation ein häufiges Problem bei Open-Source Anwendungen ist, sollen hier die Bearbeitungsschritte ausführlich dokumentiert werden.

1 Einleitung

In der jüngeren Vergangenheit hat Open-Source Software starkes Wachstum erfahren und wir von immer mehr Firmen als Alternative zu kommerziellen in Betracht genommen (The Economist, 2009). Laut Economist waren es im Jahre 2009 bis zu 80% der Firmen in Deutschland, die entweder ihre Open-Source Software Nutzung ausbauen wollen oder über eine Implementierung nachdenken.

Im wissenschaftlichen Bereich ist Open-Source besonders stark verbreitet, so ist OpenFoam z.B. eins der am weitest verbreiteten Programme im Bereich der Strömungssimulationen. Ein Problem bei Open-Source Programmen ist jedoch oft die Dokumentation, sodass der Einstieg für den Anwender schwierig sein kann. Bei gleichem Funktionsumfang wie kommerziellen Versionen kann es passieren, dass Funktionen übersehen oder nicht verstandene werden.

Für zwei unterschiedliche Problemstellungen sollen in diesem Beitrag die Möglichkeiten der Open-Source Programme MeshLab und ParaView aufgezeigt werden. Dies soll auch eine Anregung darstellen, Programme für Anwendungen zu nutzen, die anfänglich nicht Notwendigerweise vorgesehen waren.

Als erstes Problem soll die Ausdünnung von 2D-Geländedaten vorgestellt werden. Das Problem ergibt sich, weil die Geländedaten oft als 1x1 m Raster vorhanden sind. Die einzelnen Dateien enthalten jeweils einen Quadratkilometer, sodass jede Datei 1 Millionen Punkte enthält. Eine Bearbeitung von mehreren Quadratkilometern auf einmal stellt z.B. für die Software SMS von Aquaveo ein Problem dar. Eine Bearbeitung von großen Netzen, wie z.B. dem Einzugsgebiet der Donau stellt somit einen großen manuellen Aufwand in der Ausdünnung dar.

Das zweite Vorgestellte Problem befasst sich mit der Geländemodellierung als 3D Volumenkörper, wie es z.B. für die Stauraumberechnung mit FLOW-3D benötigt wird. Auch hier sind die Probleme oft in den Eingangsdaten, die verarbeitet werden müssen. Aus einer Geländebeschreibung, die oft als Punktwolke existiert, muss ein geschlossener Volumenkörper erstellt werden, damit 3D-Simulatioenen durchgeführt werden können.

2 Stand der Technik

2D-Netzausdünnung

Für die Ausdünnung von 2D-Netzen kann SMS, das später für die Rechennetzerstellung in vielen Fällen benötigt wird, genutzt werden. Problem ist bei diesem Vorgehen jedoch der große Arbeitsaufwand, um jede einzelne Datei zu öffnen und zu bearbeiten. Ein gleichzeitiges Laden mehrerer Dateien scheiterte bis vor kurzem daran, dass die Software nur als 32-bit Version vorhanden war, also nicht ehr als 3,25 GB Arbeitsspeicher nutzen konnte. Jedoch ist es mit der 64-bit Version nicht viel besser geworden, die Software reagiert bei zu vielen Punkten sehr Träge.

Als zusätzliches Modul bietet Hydrotec das Programm LASER_AS-2D. Da dieses Programm nicht vorlag, muss hier auf die Herstellerangaben zurückgegriffen werden. Laut Hydrotec (2012) ermöglicht die Software die Ausdünnung auf 10 000 Element pro km², wobei eine möglichst homogene Verteilung der Knoten über das Gebiet gewährleistet werden soll.

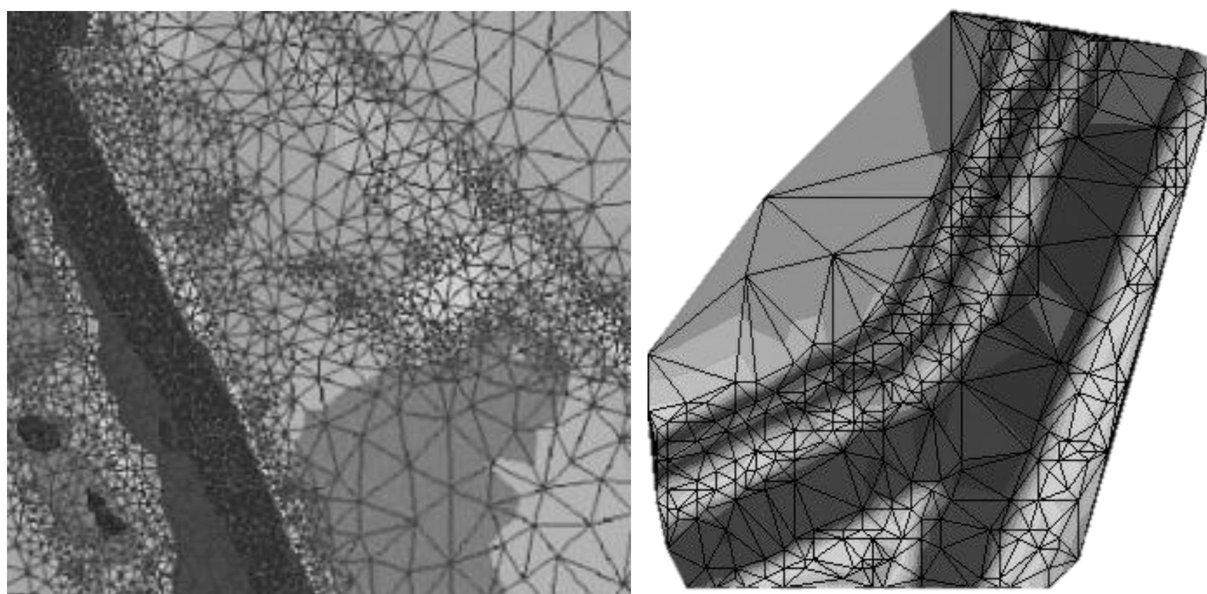


Abb. 1 Netzausdünnung mit LASER_AS-2D (links) und SIMP (rechts)

Das Ergebnis der Ausdünnung ist in Abb. 1, links, zu sehen. Im Bereich der größten Krümmung werden mehr Datenpunkt gesetzt, um möglichst wenige Höheninformationen zu verlieren. In planen Gebieten werden die Zellen dafür größer, um eine möglichst effiziente Ausdünnung zu erreichen. Laut Hersteller treffen nie mehr als 10 Zellen in einem Punkt zusammen und das maximale Größenverhältnis benachbarter Zellen liegt bei einem Faktor von 10. Dies ist für die numerische Stabilität bei der Strömungsberechnung wichtig.

Eine Alternative bietet SIMP (surface SIMPplification) der Firma Fluvial. Dieses Kommando-Zeilen-Werkzeug bietet die Möglichkeit, die gewünschte maximale Abweichung anzugeben. So ist in Abbildung 1, rechts, ein Beispiel eines Netzes, dass von einem 2x2 m Raster auf 15% der Knoten reduziert wurde, bei einer maximalen Abweichung von 0,1 m. In diesem Fall sind im Bereich der Krümmungen nicht so ausgeprägte Bereiche sehr kleiner Zellen, was auf die numerischen Ergebnisse einen positiven Einfluss hat. Anderseits sind die Deichwege nicht sehr klar abgebildet, besonders die Breite des Deichwegs wird an manchen Stellen auf

eine Netzkante reduziert, sodass die Gefahr besteht, dass an diesen Stellen bei kleinen Höhenfehlern das Wasser in der Simulation gleich über die Ufer tritt.

Leider bietet SIMP in der Probeversion nur die Möglichkeit 100 000 Punkte auszudünnen, sodass ein Vergleich nicht möglich war. Auch LASER_AS-2D bietet keine einfach zu beschaffende Probeversion. Eine Anschaffung dieser Programme muss wohl überlegt sein. LASER_AS-2D kostet in der Anschaffung €6.842,50 als Zusatzmodul zu HYDRO_AS-2D, das in der Vollversion €9.371,25 kostet. Besonders, wenn andere Simulationsprogramme wie BASEMENT oder TELEMAC genutzt werden sollen, stellt dies eine hohe Investitionssumme dar.

SIMP ist mit einem Preis von €1200,00 günstiger, ist aber in der letzten Version nur unter Linux lauffähig. Außerdem ist diese Version auf 4 Millionen Punkte begrenzt. Auf Anfrage soll auch eine leistungsfähigere Version erhältlich sein (Fluvial.ch, 2010).

3D-Oberflächennetze

Als Programm für die Erstellung eines Oberflächennetzes wurde in der Vergangenheit TerrainCAD der Firma Sycode verwendet. Terraincad erlaubt es nicht nur eine Geländeoberfläche zu erzeugen, sondern diese auch zu extrudieren, um so einen Volumenkörper zu erhalten. Anlass der Suche nach einer Alternative war auch in diesem Fall die Tatsache, dass dieses Werkzeug nicht frei verfügbar ist. Mit Kosten von $300 und weiteren $50 pro Jahr ist dieses Programme nicht unbedingt teuer. Das Problem ist hier, dass es auf einen Rechner begrenzt ist. Wenn es als Plug-in für z.B. AutoCAD gekauft wird, ist es immer nur für eine Version freigeschaltet.

Funktional erfüllt TerrainCAD die Anforderung, die gestellt werden, als Werkzeug hat es aber nur eine Funktion. Um unnötige Kosten zu vermeiden müsste immer derselbe Anwender das Geländemodell erstellen, oder es müssten für alle potentiellen Anwender individuelle Lizenzen gekauft werden, da kein Lizenzserver existiert.

3 2D-Netze ausdünnen

Als Alternative soll MeshLab (meshlab.sourceforge.net/) benutzt werden, um Punktwolken in einem ersten Schritt so stark auszudünnen, dass sie problemlos weiterverwendet werden können. MeshLab ist ein Open-Source Programm, in dem viele unterschiedliche Netzerstellungs- und bearbeitungsalgorithmen implementiert sind. Die einzelnen Module sind sehr zahlreich und größtenteils ist die Dokumentation sehr spärlich, was den Einstieg erschwert. Als Eingangsdatenformat wird hier von Punktwolken ausgegangen, die jeweils in einem 1000x1000 Raster mit einem Meter Abstand angegeben sind.

Ziel einer Ausdünnung ist die alte Maxime: „So viel wie nötig, so wenig wie möglich“. Es sollen möglichst viele Punkte entfernt werden, ohne dass wichtige Geländeinformationen verloren gehen. Besonders Kanten wie Deichkronen und Gräben sollten nicht verloren gehen, um die Ergebnisse von Simulationen nicht zu verfälschen. Außerdem sollten die Netze eine möglichst gleichmäßige Knotenverteilung haben, da dies die Rechengeschwindigkeiten positiv beeinflusst.

Als geeignetster Algorithmus hat sich die *Quadric Edge Collapse Decimation (QECD)* herausgestellt. Die Anwendung ist relativ unkompliziert.

Schon beim Öffnen einer geeigneten Punktwolke erfolgt die Abfrage, ob die Punkte vernetzt werden sollen. Die Ausdünnung kann nur an einem Netz stattfinden, weswegen diese Einstellung wichtig ist. Unter den Filtern muss dann nur *Quadric Edge Collapse Decimation* ausgewählt werden. Eine Übersicht der gewählten Einstellungen ist in Tabelle 1 gegeben.

Option	**Erklärung**	**Gewählte Einstellung**
Target nuber of faces	Zielanazahl der Zellen	-
Percentage reduction	Prozentuale Reduzierung (0-1)	0.01
Quality threshold	Wichtung der Zellqualität	0.5
Preserve Boundary of mesh	Beibehaltung der Netzgrenzen	false
Preserve Normal	Flächennormalen beibehalten	true
Preserve Topolgy	Netztopology beibehalten	true
Optimal position of simplified faces	Netzkanten verschieblich	true
Planar simplification	Plane Bereiche zusätzlich vereinfachen	true
Weighted Simplification		false
Post-simplification cleaning	Nachträgliche Netzverbesserung	true
Simplify only selected faces	Nur gewählte Flächen vereinfachen	false

Tab. 1 Gewählte Einstellungen bei der Netzausdünnung

Bei diesen Einstellungen wird das Netz mit anfänglich einer Millionen Knoten auf ein Netz mit 10 000 Knoten reduziert. Abbildung 2 zeigt einen Ausschnitt des Netzes vor und nach der Vereinfachung. Besonders sei darauf hingewiesen, wie die Netzkanten an die Geländekanten angepasst werden. Anders als bei LASER_AS-2D ist das Netz im Bereich der Krümmung nicht mit wesentlich kleineren Zellen versehen. Die Zellen sind in ihrer Größe sehr gleichmäßig. Außerdem sind wenige kleine Winkel in den Zellen zu erkennen, was eine schnellere und genauere Simulation ermöglicht (Barbier, 2010).

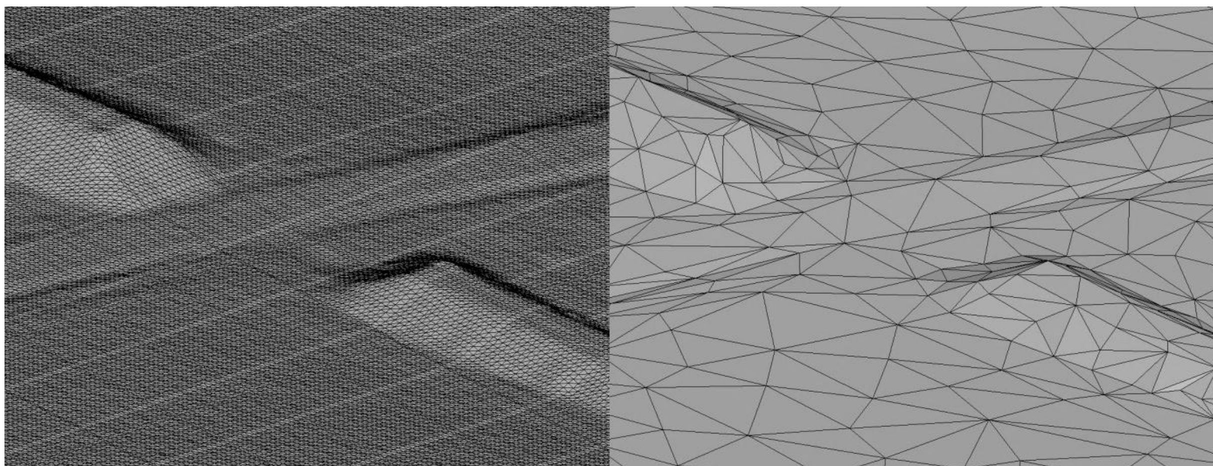


Abb. 2 Ausschnitt eines Netzes vor (links) und nach (rechts) dem QECD-Filter (1%)

Eine solch starke Vereinfachung der Netze ist natürlich nur dann sinnvoll, wenn gewährleistet werden kann, dass Höheninformationen nicht verloren gehen. Zu diesem Zweck wurden das Einfangs- und Ausgangsnetz in Paraview verglichen (s. Abb. 3). Höhenlinien wurden alle 0,5 m eingezeichnet. Wenn auch die Linien etwas gerader verlaufen, so sind sie doch in ihrer Lage identisch, sodass behauptet werden kann, dass sich die Höhenlagen der Zellen nur unwesentlich verändert haben. Ein Vergleich der Netze in Solidworks ergab eine mittlere Abweichung in der Höhe von ~0 bei einer Standardabweichung von ~4 cm. 95% der Fläche hätte demnach eine Abweichung von weniger als 8 cm.

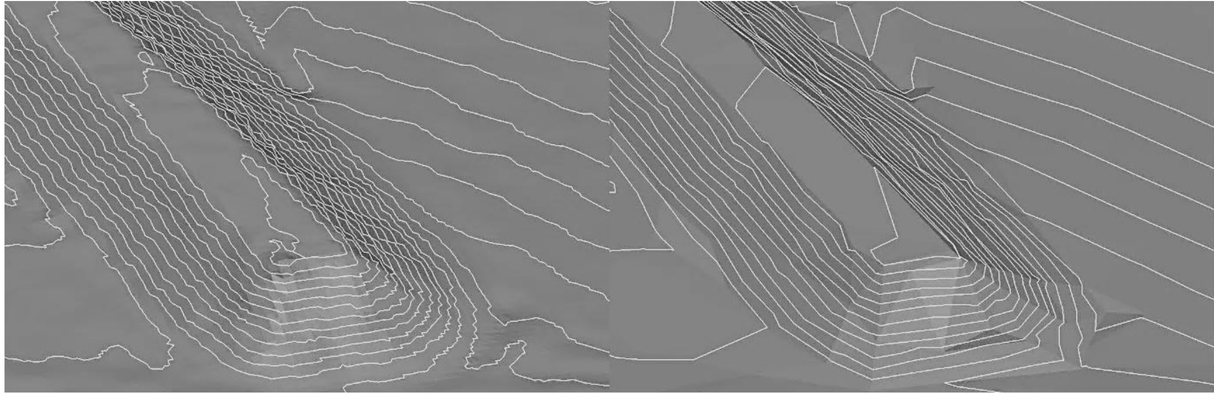


Abb. 3 Vergleich der Höheninformationen des Eingangs- (links) und Ausgangsnetzes (rechts)

Wichtig ist es, *Preserve Boundary of Mesh* nicht auszuwählen. In diesem Fall legt der Algorithmus einen zu starken Fokus auf den Rand des Netzes, wie in Abbildung 4 zu sehen ist. Dies stellt nicht nur ein Problem wegen der sehr spitzwinkligen Dreiecke dar, sondern auch weil so die Größenverteilung der Zellen viel ausgeprägter ist. Anstatt mehr Zellen in den Bereich der Geländeänderungen zu legen, sind diese an den Randbereichen eingesetzt.

Andere Einstellungen haben wenig oder gar keinen Einfluss auf das Ergebnis, wie zum Beispiel die Einstellung *Preserve Topolgy*, die nur bei Löchern im Netz oder ähnlichen Phänomenen relevant sind. Es sei jedoch darauf hingewiesen, dass eine Prozentuale Reduktion nicht immer die sinnvollste Zielvorgabe ist. Wenn der gleiche Filter auf Eingangsdaten mit unterschiedlicher Punktedicht (z.B. 1x1 m, 2x2 m) angewendet werden soll, kann eine Vorgabe der Anzahle der Zellen gewährleisten, dass die Ergebnisnetze sich stärker in ihrer Auflösung ähneln.

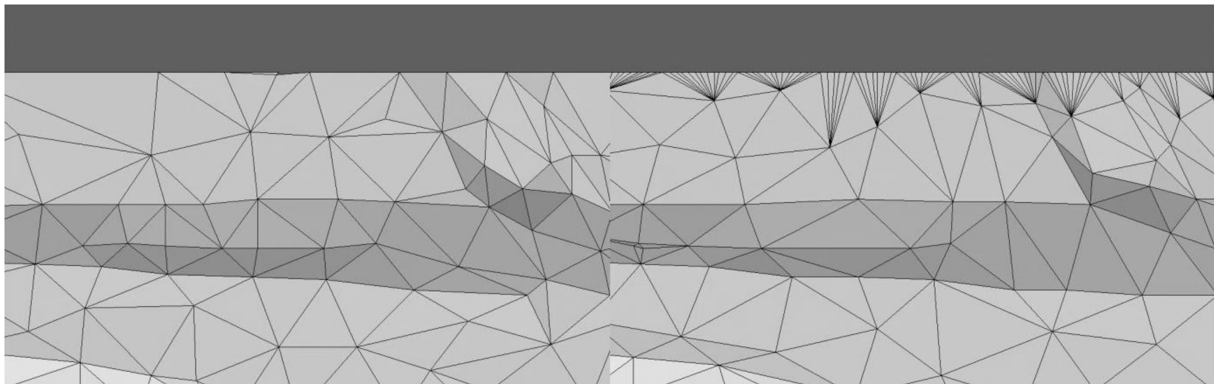


Abb. 4 *Preserve Boundary of mesh* aus (links) und an (rechts)

Ein solches Werkzeug ist natürlich um ein vielfaches leistungsfähiger, wenn es Netze ausdünnen kann, ohne die grafische Oberfläche öffnen zu müssen. Zu diesem Zwecke gibt es MeshLabserver. Die angewendeten Filter können in einem Filterskript gespeichert werden (Hazelden, 2012) und von der Kommandozeile über den MeshLabserver aufgerufen werden. In PowerShell wäre der Befehl beispielsweise:

$$\text{“}Pfad\text{”}/meshlabserver.exe\ -i\ input.asc\ -o\ output.stl\ -s\ \text{“}Filterpfad\text{”}/QECD.mlx$$

Ein einlesen anderer Datenformate ist möglich, als auch ein anderes Format für die Ergebnisdateien. So kann zum Beispiel als Ergebnis wieder eine Punktwolke ausgeschrieben werden.

Das Öffnen über die Kommandozeile ermöglicht weitere Beschleunigung des Prozesses. Eine .vbs Skriptdatei nach k_thod (2012) erlaubt es, viele Dateien nacheinander zu bearbeiten. Für Windows/PowerShell(oder cmd):

```
Dim stRep,scriptRep,meshLabRep,ext

stRep = "C:\"PfadzuOrdner" 'Name of the directory where the objs are
scriptRep = "C:\"PfadzuFilter\QECD.mlx" 'Name of the directory where the mlx file is
ext = "asc" 'Dateierweiterung'

Dim oFSO,oFl
Set oFSO = CreateObject("Scripting.FileSystemObject")
Set WshShell = WScript.CreateObject("WScript.Shell")

If oFSO.FolderExists(stRep) Then
For each oFl in  oFSO.GetFolder(stRep).Files
  FOR EACH strExt in SPLIT(UCASE(ext),",")
    IF RIGHT(UCASE(oFl),LEN(strExt)+1) = "." & strExt THEN
      'IF 64 BIT OS
      cmd = """D:\MeshLab\meshlabserver.exe""" & "-i " & stRep & "\" & oFl.Name & " -
o " & stRep & "\OUT_" & oFl.Name & ".stl" & " -s " & scriptRep
      WshShell.Run cmd ,1,True
    END IF
```

Unter Linux/bash:

```
for i in *.asc; do /usr/bin/meshlabserver −i $i −o STL/$i.stl
  −s /home/barbier/QED2.mlx; done
```

Als Test wurden mit dem .vbs-Skript einhundert Dateien nacheinander bearbeitet. Die Laufzeit betrug 75 min (i7 980X@4000). So wurden aus 100 Millionen Punkten (2,5 GB) .stl-Netze mit einer Gesamtgröße von 95 MB. Da dieses Skript seriell arbeitet, könnten in der gleichen Zeit auch mehrere Prozesse gleichzeitig laufen. Abbildung 5 zeigt ca. 100 km², die gleichzeitig in Paraview geladen wurden.



Abb. 5 Ca. 100 km² Netz auf einmal geladen.

4 3D-Oberflächennetze erstellen mit Paraview und MeshLab

Mit einer Kombination aus ParaView (www.paraview.org) und MeshLab soll die Erstellung von Oberflächen demonstriert werden, die aus einer Eingangspunktwolke einen geschlossen Volumenkörper im .stl-Format erzeugt. ParaView ist nicht für die Geometriebearbeitung oder –erstellung gedacht, sondern ist vielmehr ein Visualisierungsprogramm für Strömungssimulationen. In diesem Fall hat es aber Funktionalitäten die umgenutzt werden können um das Ziel zu erreichen.

Im Wesentlichen wird Paraview benutzt um ein gleichmäßiges Oberflächennetz zu erstellen, von dem auch die Seiten und der Boden der Volumens erzeugt werden. Da aber ein geschlossenes Volumen nicht ausgegeben werden kann, werden die Geometriedaten an MeshLab als Punktwolke übergeben. Meshlab wird dann benutzt um ein Oberflächennetz zu erzeugen. Da dieser Arbeitsablauf nicht vorgesehen ist, sind eine Anzahl von Zwischenschritten erforderlich. Diese sollen an einem Beispiel demonstriert werden.

Die Daten werden als Punktwolke in ParaView eingelesen. Da ParaView Daten aber neutral behandelt, werden diese Daten erst als Tabelle eingelesen. Der Filter *Table to Points* verwandelt diese dann in geometrische Punkte in einem kartesischen Koordinatensystem. Eine *Delauney-2D*-Vernetzung erzeugt ein Netz, dass alle Punkte verbindet. Dieser Algorithmus wird auch von TerrainCAD verwendet. *Slice* in zwei Richtungen, mit einem Abstand von 2,5 m, erzeugt regelmäßig verteilte Punkte, die einerseits leere Bereiche in den Eingangsdaten auffüllen, andererseits aber auch sehr effektiv Übergänge zwischen unterschiedlichen Datensätzen, wie zum Beispiel Flussschlauch und Gelände, glätten.

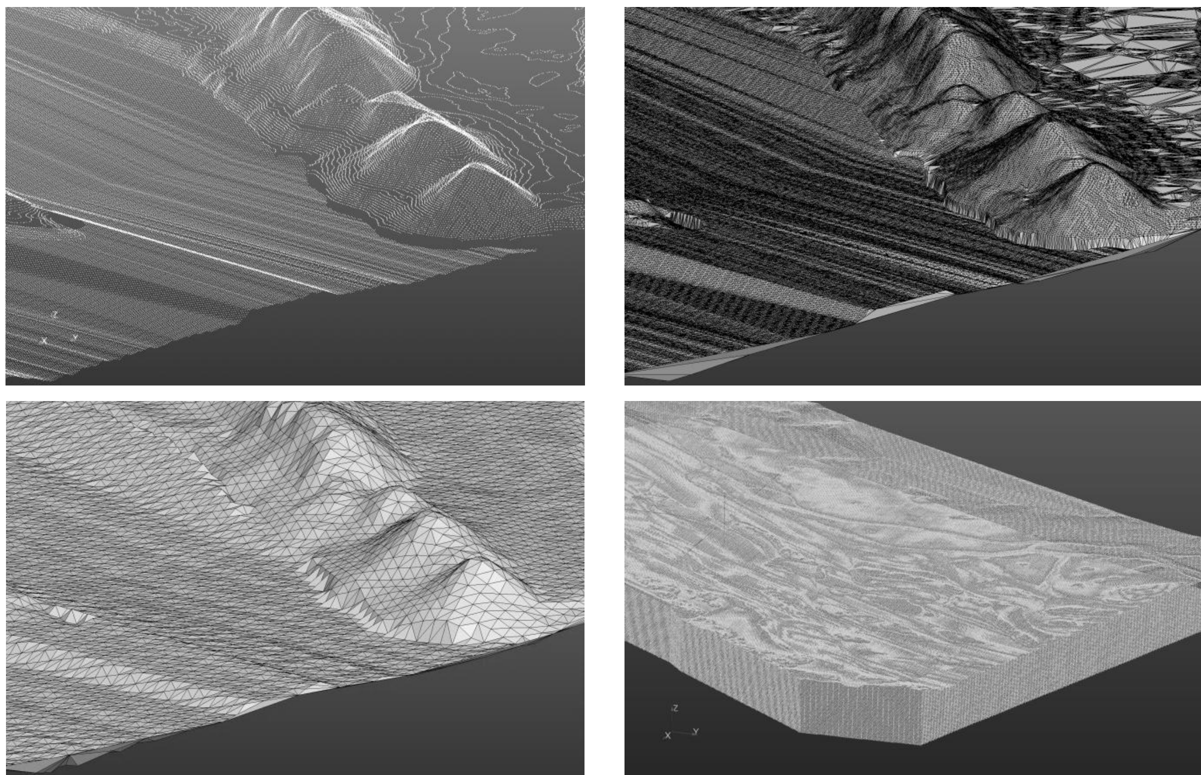


Abb. 6 Eingangsdaten (oben links), vernetzt (oben rechts). Nach Schnitten in zwei Richtungen und erneuter Vernetzung (unten links). Endgültige Punktwolke mit Seiten und Unterseite (unten rechts).

Um die Seiten des Volumenkörpers zu erzeugen wird das Netz nach unten extrudiert und auf einer bestimmten Höhe gekappt, sodass die Seiten auf einer Höhe enden. Den unteren Abschluss des Volumens erzeugt ein erneutes Laden der oberen Punkte ohne Höheninformation, sodass die Punkte in einer Ebene liegen. Die notwendigen Schritte in Paraview sind in Abbildung 7 nochmal komplett aufgeführt.

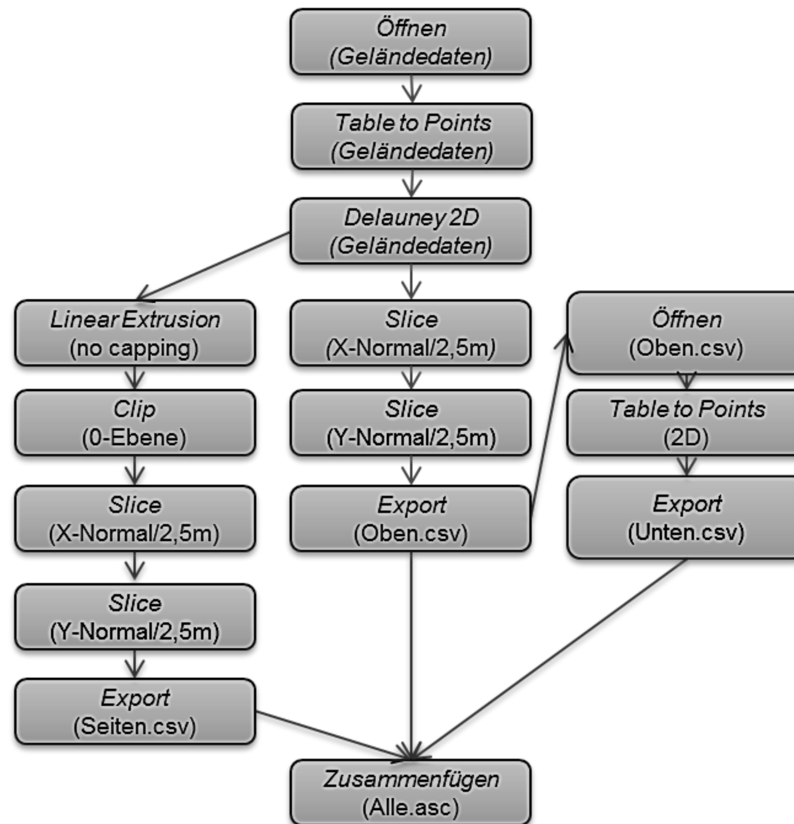


Abb. 7 Ablauf der Schritte in ParaView

Das Zusammenfügen der Datensätze kann in jedem Editor passieren, es handelt sich bei den Daten um drei Spalten mit den x, y und z-Koordinaten der einzelnen Punkte. Die .asc-Endung ermöglicht MeshLab die einfache Identifizierung als Punktdaten (ascii Triplet of Points).

Um in MeshLab ein Oberflächennetz aller Punkte zu erzeugen, müssen mehrere Filter in der richtigen Reihgenfolge ausgeführt werden. *Estimate radius from density* gefolgt von *Compute normals for Point Sets* liefert dem Programm nur Informationen zur Beschaffenheit der Punktwolke, die es für *Surface Reconstruction: Poisson benötigt.* „Octree Depth" ist bei diesem Filter ein Parameter für die Genauigkeit des resultierenden Netzes. In diesem Fall war 14 der beste Wert, der möglich war. Bei 15 gab es immer wieder einen Absturz des Programms. Die idealen Werte sind vermutlich von der jeweiligen Problemstellung abhängig.

Die Schritte in Meshlab sind in Abbildung 8 nochmals dargestellt.

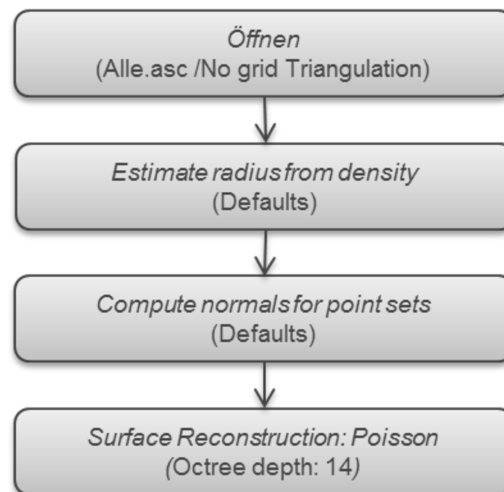


Abb. 8 Ablauf der Schritte in MeshLab

Wie auch im Abschnitt zu den 2D-Netzen, ist es möglich das Netz noch zu vereinfachen, um den notwendigen Speicherplatz zu verringern und eine Manipulation der Geometrie zu vereinfachen. Auch hier wird wieder der Filter *Quadric Edge Collapse Decimation verwendet*, allerdings mit einem Zielwert von 5%. Abbildung 9 zeigt die endgültige .stl-Oberfläche, die mit hoher Genauigkeit und keinen falsch orientierten Flächen und Löchern zum Beispiel in FLOW-3D importiert werden kann.

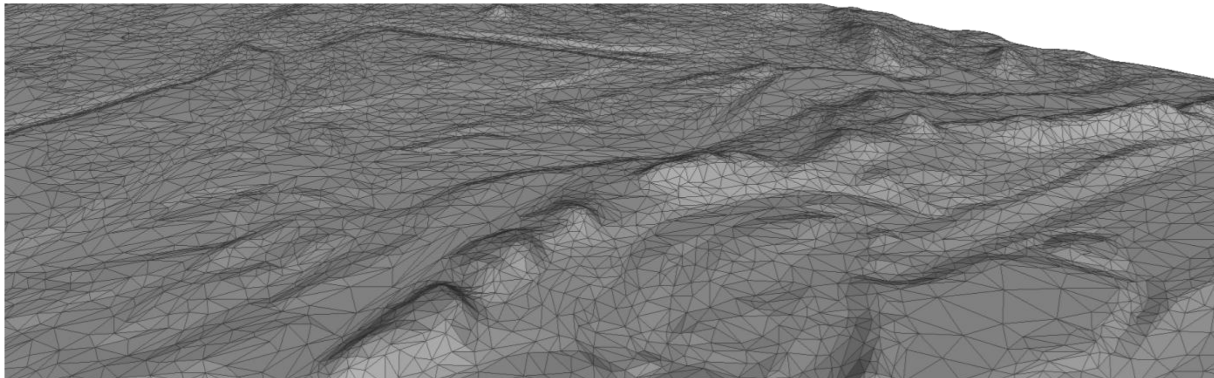


Abb. 9 Endgültiges, vereinfachtes Oberflächennetz

Auch diese Schritte könnten wieder mittels Skripten automatisiert werden, allerdings ist dies in diesem Fall weniger sinnvoll, da meist nur eine Geometrie auf einmal bearbeitet wird und daher kaum Zeitersparnisse möglich sind.

Fazit

Es wurden Alternativen zu herkömmlichen, kommerziellen Programenn aufgezeigt, die nicht nur weniger kosten, sondern in Kombination mit der Automatisierung weitaus leistungsfähiger sind. So ist es möglich, fast unbegrenzt viele Netze an einem einzigen Arbeitsplatzrechner in kürzester Zeit um einen beliebigen Faktor zu vereinfachen. Nicht nur ist die Anschaffung günstiger und die Bearbeitungszeit trivial, sondern die resultierenden Netze sind gleichmäßiger und genauer als die Beispiele der Hersteller, sodass die Simulationen, die auf diesen Daten stattfinden, zusätzliche Vorteile hervorbringen.

Es sind noch weitere Untersuchungen notwendig, um zum Beispiel den Datentransfer der Netze in die Berechnungsprogramme zu ermöglichen.

Momentan wurde dies nur mit Punktwolken versucht. Alle vorgestellten Programme bieten eine Vielzahl von Möglichkeiten des Datenexports, diese müssen aber noch untersucht werden. Auch ist eine genauere Untersuchung der Abweichungen der Geländehöhen sinnvoll. Eine Berechnung der lokalen Abweichung, eher als globale Statistiken, könnte weitere Vereinfachungen erlauben. Hier ist das Maximum nicht notwendigerweise schon ausgeschöpft.

Ein Ziel dieser Arbeit war es, eine Anregung zu schaffen, vorhandene Werkzeuge auf Anwendungsmöglichkeiten zu untersuchen, die nicht unbedingt so vorgesehen waren. Auch reicht es nicht, neue Anwendungen und Lösungsansätze zu entwickeln. Diese müssen auch untersucht, dokumentiert und weitergegeben werden, damit möglichst viele Anwender davon profitieren können.

Literatur

[01] Barbier, J. E. (2010). Bewertung von numerischen Simulationen mit Verifikation an einem physikalischen Versuchsaufbau, Diplomarbeit, Lehrstuhl Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München

[02] Born free (2009, May 28) Retrieved June 1, 2012 from http://www.economist.com/node/13743278

[03] Hazelden, A. (2012, Arpil 3). Automate your Meshlab workflow with MLX filter scripts. Andrew Hazelden's Blog. Retrieved May 9, 2012, from http://www.andrewhazelden.com/blog/2012/04/automate-your-meshlab-workflow-with-mlx-filter-scripts/#comments

[04] k_thod (2012) MeshLab Batch Process, DAVID-Laserscanner Forum, Retrieved April 30, 2012 from, http://www.david-laserscanner.com/forum/viewtopic.php?t=4160

[05] LASER_AS-2D. (2012). Retrieved June 3, 2012, from http://www2.hydrotec.de/vertrieb/hydro_as_2d/laser-as-2d

[06] SIMP (surface SIMPlification). (2010). Retrieved 20. June, 2012, from http://fluvial.ch/p/simp_d.html

[07] TerrainCAD (2008). Retrieved May 10, 2012, from http://www.sycode.com/products/terraincad/index.htm

Anschrift des Verfassers

Julien Barbier
Lehrstuhl für Wasserbau
Technische Universität München
Arcisstr. 21
D-80333 München
E-mail: j.barbier@bv.tu-muenchen.de

Optimierung von Regenbecken mit Hilfe numerischer Strömungssimulation

Nina Voßwinkel, Anne Schnieders, Simon Ebbert, Christian Maus, Rainer Mohn, Mathias Uhl

Zusammenfassung

In der zentralen Regenwasserbehandlung werden Regenbecken als Sedimentationsanlagen zur Reinigung von Niederschlagsabflüssen aus Trennsystemen der Stadtentwässerung und von Straßen eingesetzt. Häufig sind jedoch Minderleistungen in Bezug auf das Absetzverhalten zu beobachten, die vermutlich auf hydraulische Mängel zurückzuführen sind. Hinweise zur Dimensionierung von Regenbecken sind in DWA-A 166-Draft (2010) und ATV-DVWK-M 176 (2001) lediglich in Form von großen Spannweiten der zu wählenden Abmessungen definiert. Die dort definierten Hinweise gehen auf Untersuchungen von Muth (1992) zurück. Detaillierte Vorgaben zur Dimensionierung sind bislang jedoch nicht beschrieben. Studien zur Leistungsfähigkeit von Sedimentationsanlagen von Uhl et al. (2009) machen die Notwendigkeit deutlich, den Zusammenhang zwischen den Abmessungen von Sedimentationsbecken und ihrer Effizienz in Bezug auf den Partikelrückhalt zu untersuchen. In der vorliegenden Studie werden drei Beckenvarianten untersucht, deren Abmessungen innerhalb der normdefinierten Spannweiten liegen. Ziel ist eine Quantifizierung des Feststoffrückhalts in Regenbecken in Abhängigkeit von den jeweiligen Beckenabmessungen. Für die Untersuchung wird ein dreidimensionales numerisches Modell zur Berechnung von turbulenten Strömungen eingesetzt.

1 Einleitung

Feststoffe aus Niederschlagwasserabflüssen und insbesondere die an diese Partikel gebundenen Schadstoffe tragen in einem hohen Maße zur Verschmutzung von Oberflächengewässern bei. In Nordrhein-Westfalen wurden beispielsweise die Trennsysteme als Haupteintragsquelle von Schwermetallen identifiziert (Scherer et al. (2003)). Nach Studien von Xanthopoulos (1992) und Uhl et al. (2009) sind Schwermetalle zumeist an Partikel mit einem Durchmesser zwischen 6 und 60 µm gebunden. Untersuchungen zur Charakteristik von Partikeln im Niederschlagswasser wurden unter anderem von Chebbo and Bachoc (1992), Pisano (1996), Ashley et al. (2004), Torres and Bertrand-Krajewski (2008), Uhl et al. (2009) und Welker and Dierschke (2010) durchgeführt.

Bislang werden Regenbecken zur Reinigung von Niederschlagswasser in Deutschland ausschließlich auf Grundlage von Sedimentationsprozessen eingesetzt. Eine weitergehende Behandlung findet nicht statt. Insgesamt wurden in Deutschland bislang 29 400 Regenbecken mit einem Investitionsvolumen von ca. 30 Milliarden Euro gebaut.

Ziel der Studie

Ziel dieser Studie ist es, die Geschwindigkeitsverteilung und den Absetzwirkungsgrad von Becken mit unterschiedlichen Beckenabmessungen zu untersuchen. Auf dieser Grundlage sollen Hinweise für eine optimale Beckengestaltung gegeben werden können. Zudem wird der Einfluss einer Prallplatte im Zulauf des Beckens auf die Absetzwirkung untersucht.

Stand der Technik

Die numerische dreidimensionale Strömungssimulation (Computational Fluid Dynamics, CFD) gewinnt im Rahmen von Optimierungsprozessen baulicher Anlagen der Wasserwirtschaft immer mehr an Bedeutung. Steigende Rechnerkapazitäten und –geschwindigkeiten ermöglichen es, komplexe dreidimensionale Strömungsverhältnisse realitätsnah abzubilden.

Erste Untersuchungen zur Simulation von Strömungsfeldern und Sedimentationsvorgängen in Absetzbecken mit Hilfe von CFD finden sich Stovin and Saul (1996) und Stovin and Saul (2000). Deutlich wird auf den Zusammenhang zwischen Geschwindigkeitsverteilung und Sedimentationsverhalten sowie auf die hohe Relevanz der Abmessungsverhältnisse eines Beckens bezüglich des Absetzwirkungsgrades hingewiesen.

FGSV (2003) nutzen die numerische 3D Simulation zur Optimierung der Zulaufgestaltung eines RiStWag- Abscheiders. Goula et al. (2008) untersuchten mittels numerischer 2D Simulation den Einfluss einer Prallplatte am Einlauf eines Nachklärbeckens auf den Absetzwirkungsgrad des Beckens. Demnach führt eine Prallplatte hinter dem Einlauf zu einer Erhöhung des Absetzwirkungsgrades. Zudem wird betont, dass CFD ein geeignetes Werkzeug zur Analyse der Strömungs- und Absetzvorgänge in Becken ist.

Weitere Beispiele für die Anwendung der numerischen Simulation von Stofftransportprozessen in Absetzbecken finden sich beispielsweise in Quarini et al. (1996), Ta (2001), He et al. (2008) und Wang et al. (2008).

2 Methoden

Konfiguration

Folgende Hinweise ergeben sich aus den genannten Regelwerken zur Dimensionierung von Regenbecken:

(i)	Abmessungen	(10	< L:D <	15)	und
		(3	< L:W <	4.5)	und
		(2	< W:D <	4)	

mit: L, D, W(m) Länge (Length), Tiefe (Depth) und Breite (Width) des Beckens

(ii) mittlere Fließgeschwindigkeit

$$v_h = Q_{in}/(W \cdot D) \leq 0.05 \text{ m/s} \quad (1)$$

mit: Durchfluss Q_{in}

(iii) Oberflächenbeschickung

$$q_A = Q_{in}/(W \cdot L) \leq 10 \text{ m/h (auch } m^3 \cdot m^{-2} \cdot h^{-1} \text{ bezeichnet)} \quad (2)$$

Es werden drei unterschiedliche Beckenabmessungen innerhalb der zulässigen Spannweiten (i) definiert. Alle Becken verfügen über ein Volumen 500 m³. Dies entspricht gemäß Landesamt für Natur (2011) einem mittleren Beckenvolumen für Becken größer 100 m³ in Deutschland. Die Sohle weist ein Gefälle von 2 % auf. Der Zufluss zum Becken erfolgt über ein sohlgleich und beckenmittig angebundenes Rohr mit einem Durchmesser von 1 m. Die Becken sind zudem mit einer 2 m hinter dem Zulauf liegenden Prallplatte sowie einer Tauchwand zum Rückhalt von Schwimmstoffen im Auslaufbereich ausgestattet. Zudem wurde ein Becken (tank 1a) ohne Prallplatte definiert, um den Einfluss einer Prallpatte auf die Durchströmung und die Wirksamkeit von Absetzbecken zu untersuchen (Abbildung 1). Alle maßgeblichen hydraulischen Randbedingungen finden sich in Tabelle 1. Die Oberflächenbeschickung q_A wurde von 2 m/h, 6 m/h und bis zum maximal erlaubten Wert von 10 m/h variiert. Zur Ermittlung der Wirksamkeit der Becken wurde der Absetzwirkungsgrad für unterschiedliche Partikelfraktionen ermittelt.

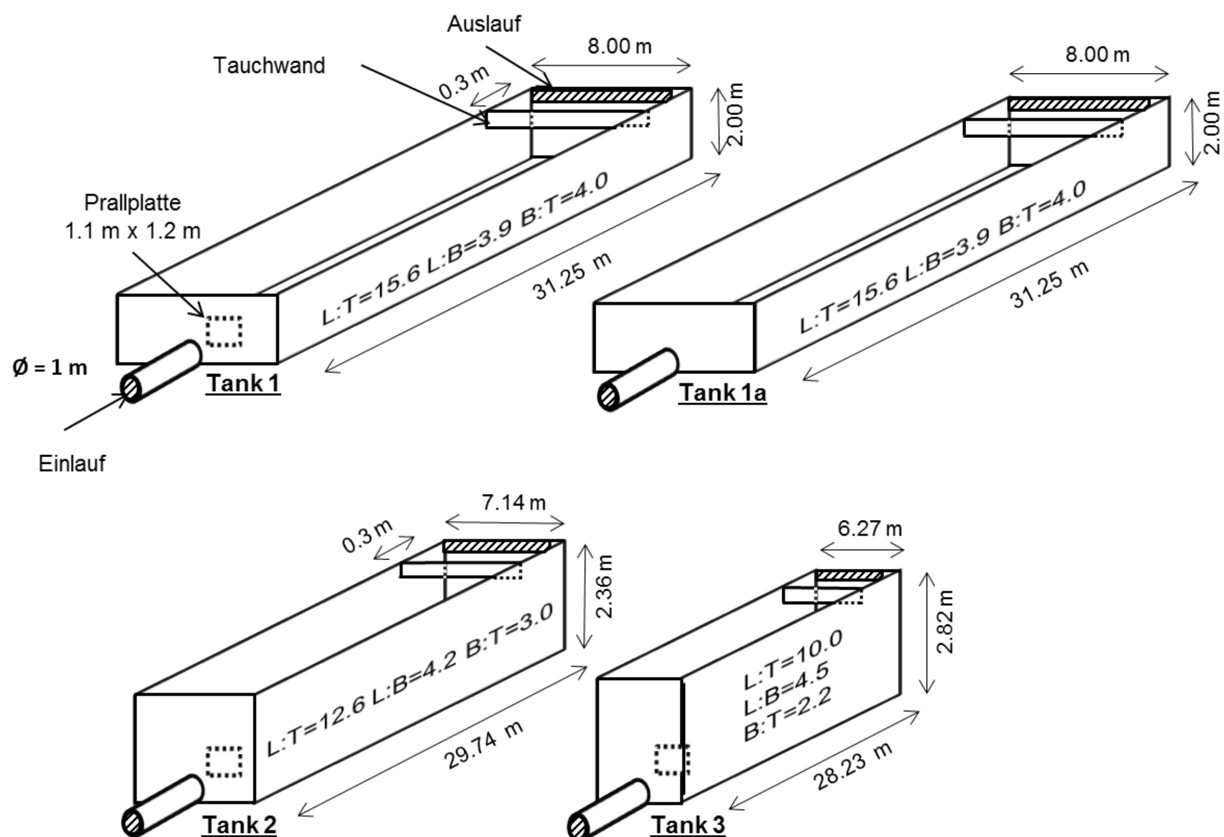


Abb. 1 Abmessung der Becken

Tab. 1 Hydraulische Randbedingungen

	Tank 1			Tank 2			Tank 3		
q_A (m/h)	2	6	10	2	6	10	2	6	10
Q_{max} (l/s)	139	417	694	118	354	589	98	295	492
v_h (m/s)	0.01	0.03	0.04	0.01	0.02	0.04	0.01	0.02	0.03
v_{inlet} (m/s)	0.18	0.53	0.88	0.15	0.45	0.75	0.13	0.38	0.63

Da die Zusammensetzung der Feststoffe im Niederschlagwasser sehr heterogen ist, wurden insgesamt drei unterschiedliche Partikeldichten definiert, um eine möglichst große Spannweite von Partikeln abdecken zu können. Eine Dichte von 2650 kg/m^3 für mineralische Bestandteile, 1020 kg/m^3 für Partikel organischer Herkunft sowie 1460 kg/m^3 als mittlere Dichte gemäß den Untersuchungen von Geiger et al. (2002). Um einen Vergleich der Ergebnisse zu ermöglichen, wurden für jede der Dichten gleiche Sinkgeschwindigkeiten definiert (1 m/h, 2.3 m/h, 5 m/h und 10 m/h). Daher ergeben sich für Partikel mit gleicher Sinkgeschwindigkeit jedoch unterschiedlicher Dichte verschiedene Korndurchmesser (Tabelle 2). Zudem ist in Tabelle 2 die nach den Gleichungen (3), (4) und (5) berechnete kritische Kornschubspannung (critical bed shear stress BSS) angegeben.

Numerische Modellierung

Für die Untersuchung wurde das FLUENT Software Paket in der Version 13.0 verwendet. In einer vorangegangen Netzstudie wurde eine Zellanzahl für das numerische Gitter von 600000 Zellen bestimmt.

Zur Simulation der Sedimentationsprozesse wurde das stationäre uncoupled DPM verwendet. Der dem DPM zugrundeliegende Euler-Lagrange Ansatz ermöglicht zum einen die Berechnung der Sedimentationseffizienz sowie zum anderen auch die Ermittlung der örtlichen Verteilung des abgesetzten Materials auf der Sohle des Beckens.

Tab. 2 Eigenschaften der Partikel

Dichte (kg/m^3)	**1020**				**1460**				**2650**			
d (µm)	181	275	405	573	38	58	85	120	20	30	45	64
v_s (m/h)	1	2.3	5	10	1	2.3	5	10	1	2.3	5	10
BSS τ_{crit} (Pa)	0.0089	0.0092	0.0096	0.0099	0.0674	0.0702	0.0730	0.0756	0.1545	0.1611	0.1675	0.1734

Um eine Dichteströmung im Becken zu vermeiden, wurde die Konzentration der hinzudosierten Partikel auf 0.1 kg/m³ begrenzt.

Für die Genauigkeit der Berechnung ist die Wandbehandlung der Partikel von elementarer Bedeutung. Die Software FLUENT bietet dem User lediglich zwei in Frage kommende Einstellungsmöglichkeiten an: reflect und trap. Reflect bedeutet, dass der Partikel direkt bei Auftreffen auf die Wand in die Strömung zurück reflektiert wird. Ein Absetzen ist somit vollständig unterbunden. Die Einstellung trap hat hingegen zur Folge, dass der Partikel direkt aus dem System entfernt wird, sobald er auf die Wand trifft. Beide Ansätze sind aufgrund ihrer Einschränkungen jedoch nicht in der Lage, das Absetzverhalten der Partikel auf der Sohle realitätsnah abzubilden. Stovin and Saul (1996) entwickelten hierfür einen Ansatz, der auf der Verteilung der örtlichen Schubspannung auf der Beckensohle beruht.

Verwendung findet dieser Ansatz ebenfalls in Adamsson et al. (1999), Adamsson et al. (2002a), Adamsson et al. (2002b), Adamsson and Bergdahl (2004), Adamsson and Bergdahl (2006), Dufresne (2008) und Dufresne et al. (2009) implementiert als User Defiend Function (UDF) in der Software. Überschreitet die örtliche Schubspannung die als kritische Schubspannung des jeweils in der Simulation berücksichtigten Partikels, so wird der Partikel reflektiert. Andernfalls tritt die trap Randbedingung in Kraft und der Partikel wird registriert und aus dem System entfernt. Die kritische Schubspannung kann entweder experimentell ermittelt oder, wie in der vorliegenden Studie, mit der folgenden Formel (Dufresne (2008)) basierend auf Shields berechnet werden:

$$\tau_{crit} = \tau_0^* \cdot (\rho_p - \rho) \cdot g \cdot d \tag{3}$$

$$\tau_0^* = 0.22 \cdot \beta + 0.06 \cdot 10^{-7.7 \cdot \beta} \tag{4}$$

$$\beta = \left[\frac{\rho}{\mu} \cdot \sqrt{\left(\frac{(\rho_p - \rho)}{\rho} \right) \cdot g \cdot d^3} \right]^{-0.6} \tag{5}$$

τ_{crit}	kritische Schubspannung	(Pa)
τ_0^*	dimensionlose kritische Schubspannung	(-)
β	Parameter	(-)
g	Gravitation	(m/s^2)
ρ	Dichte Fluid	(kg/m^3)
ρ_p	Dichte Partikel	(kg/m^3)
μ	Viskosität Fluid	(kg/(m·s))
d	Durchmesser Partikel	(m)

Die Anwendung dieser UDF ist jedoch auf stationäre Simulationen begrenzt. Remobilisierungs- und Umlagerungseffekte sind somit nicht abbildbar. Zur Modellierung der Turbulenz wurde das k-ε RNG Modell verwendet, welches auf dem Standard k-ε Modell basiert. Es unterscheidet sich jedoch nach ANSYS (2010) durch einige Verfeinerungen von dem Standardmodell. Insbesondere ist es für Strömungen mit niedrigen Reynolds-Zahlen geeignet.

Der freie Wasserspiegel wird zur Vereinfachung und Beschleunigung des numerischen Lösungsprozesses als Symmetrieebene definiert. Das numerische Modell wurde in Vosswinkel et al. (2012) anhand von Messdaten an einem im Maßstab 1:10 skalierten physikalischen Modell validiert.

3 Ergebnisse

Verteilung der Geschwindigkeiten

Abbildung 2 zeigt die Verteilung der Geschwindigkeiten in Becken tank 1 bis tank 3 für die Oberflächenbeschickungen von 2 und 10 m/h. Die Darstellung für das Becken tank 1a ist auf 2 m/h beschränkt. Gezeigt wird ein horizontaler Schnitt durch das Becken 0.5 m oberhalb der Sohle (halbe Höhe des Zulaufrohres zum Becken) (links) sowie ein vertikaler Schnitt in der Mitte des Beckens (rechts).

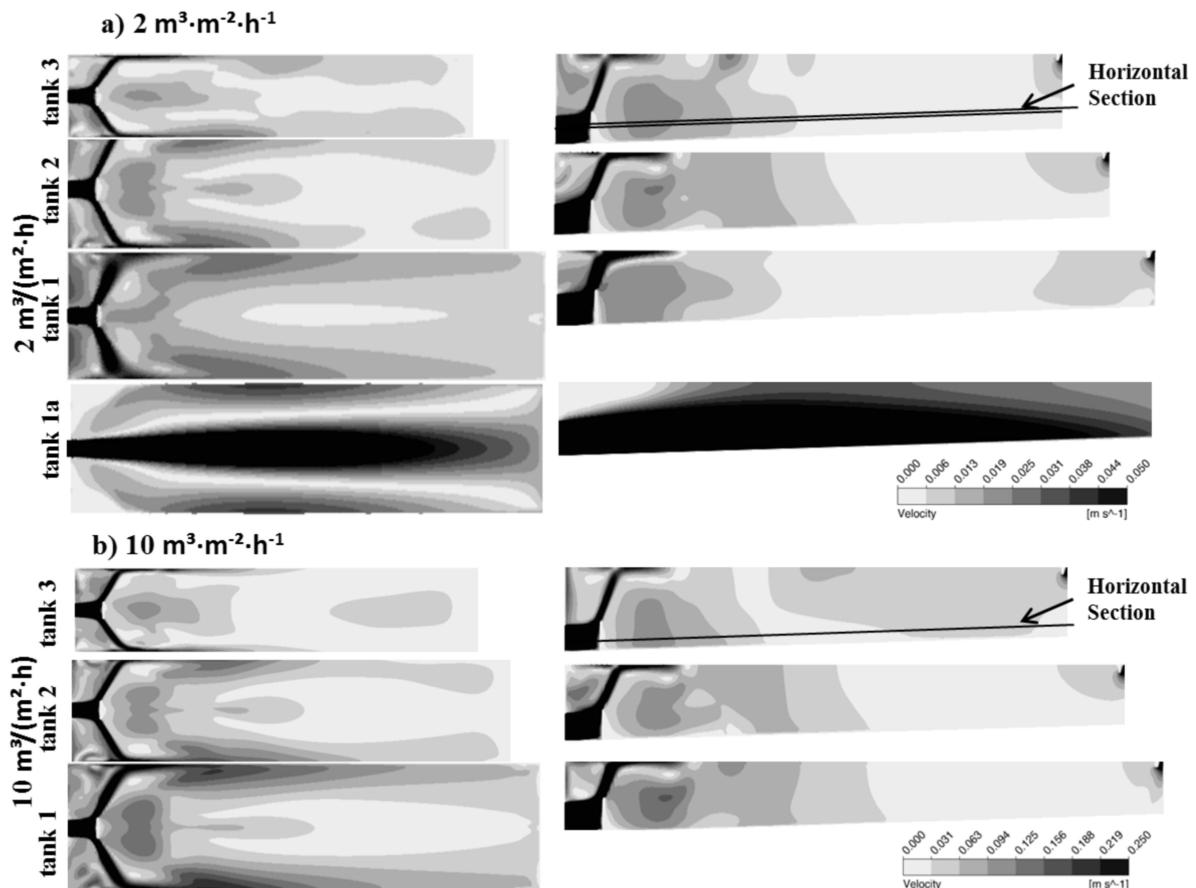


Abb. 2 Verteilung der Geschwindigkeiten im den Becken für unterschiedlichen Oberflächenbeschickungen

In Becken tank 1a reichen die hohen Geschwindigkeiten im Zulaufstrahl bis hin zum Auslauf. Die Prallplatte in Becken tank 1 führt hingegen zu einer deutlichen Konzentration hoher Geschwindigkeiten im Zulaufbereich, im Gegenzug jedoch zu einer gleichmäßigeren Durchströmung der Beckenkammer.

Die hohen und die niedrigen Oberflächenbeschickungen (2 und 10 m/h) zeigen im Vergleich ein ähnliches Durchströmungsverhalten. Eine Prallplatte bewirkt offensichtlich eine schnelle und wirksame Dissipation der Strömungsenergie im Beckenquerschnitt. Somit treten kurz nach dem Einlauf in Längsrichtung des Beckens relativ gleichmäßig geringe Geschwindigkeiten auf.

Der Vergleich zwischen den Becken tank 1 bis tank 3 zeigt auf, dass bei einer hohen Oberflächenbeschickung hinter der Prallplatte deutliche Walzenströmungen sowie teilweise weit in Beckenlängsrichtung reichende Randströmungen mit höheren Fließgeschwindigkeiten auftreten. Diese Effekte sind bei dem breiten, langen und flachen Becken (tank 1) deutlich stärker ausgeprägt als bei dem schmalen, kurzen und tiefen Becken (tank 3).

Abbildung 3 stellt die über die Breite des Beckens gemittelten Geschwindigkeiten in 0,5 m Abstand von der Sohle dar.

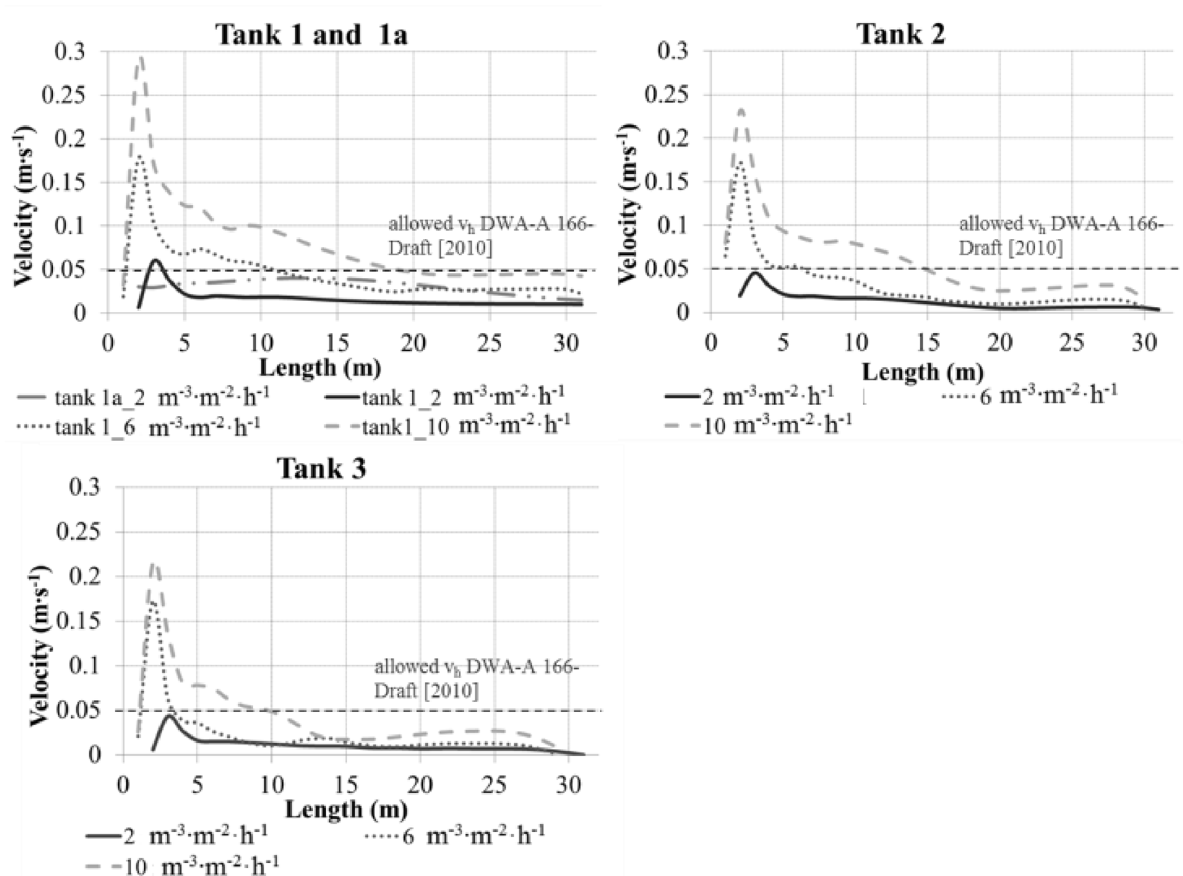


Abb. 3 Über die Breite gemittelte Fließgeschwindigkeiten im Becken

Das Strömungsmuster ist geprägt durch hohe Geschwindigkeiten im Nahbereich der Einleitung, die in Längsrichtung allmählich abklingen. Die Abnahme der mittleren Fließgeschwindigkeit erfolgt in Becken tank 1 am längsten und in tank 3 am kürzesten. Bei tank 3 ist nach etwa 13 m unabhängig von der Oberflächenbeschickung eine mittlere Geschwindigkeit unter 0,03 m/s zu beobachten. Die gleichmäßig geringen Geschwindigkeiten stellen günstige Randbedingungen für die Sedimentation und Sicherung des Sedimentes gegen Resuspension dar.

Tank 1 weist hingegen im hinteren Beckenteil abhängig von der Oberflächenbeschickung unterschiedliche Geschwindigkeiten auf. Bei geringen Oberflächenbeschickungen abgelagertes Feinstsediment kann bei höheren Oberflächenbeschickungen resp. Fließgeschwindigkeiten resuspendiert werden. Becken tank 3 weist für die Sedimentation und die Sicherung von Feinstsediment gegen Resuspension die günstigsten Bedingungen auf.

Verteilung der Partikel

Abbildung 4 und Abbildung 5 zeigen die Verteilung der in den Becken abgesetzten Partikel auf der Sohle. Ausgewählt wurden Partikel mit einer (Dichte von 1460 kg/m³ und einem Durchmesser von 58 µm). Es sei nochmals erwähnt, dass lediglich das Auftreffen des Partikels registriert wird, eine spätere Umlagerung oder Resuspension wird nicht abgebildet.

Die Absetzbilder von Becken tank 1 und Becken tank 1a (Abb. 4a und b) zeigen bei einer Oberflächenbeschickung von 2 m/h den Einfluss der Prallplatte auf die Partikelverteilung auf der Beckensohle. Im Becken tank 1 ist die Verteilung gleichmäßiger als im Becken tank 1a und die Partikel lagern sich bereits im vorderen Beckenbereich ab.

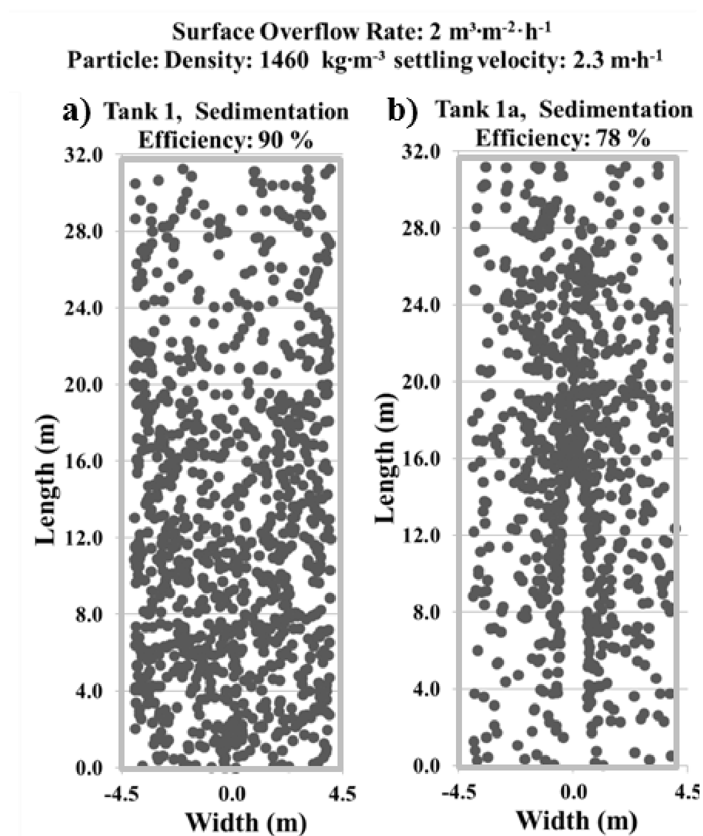


Abb. 4 Verteilung der Partikel auf der Sohle des Beckens (2 m/h; tank 1 und 1a)

Der Vergleich der drei Beckenvarianten (tank 1 bis tank 3, Abb. 5) zeigt, dass eine Zunahme der Tiefe des Beckens zu einer gleichmäßigeren Verteilung der Partikel auf der Beckensohle führt.

Absetzwirkungsgrad

Aus dem Vergleich zwischen Becken tank 1 mit und tank 1a ohne Prallplatte in Abbildung 6a und b ist abzulesen, dass eine Prallplatte bei einer Oberflächenbeschickung von 2 m/h zu einer Erhöhung des Absetzwirkungsgrades von 78 % auf 90 % führt. Abbildung 6 zeigt die Absetzwirkungsgrade der drei Becken (tank 1 bis tank 3) für alle Oberflächenbeschickungen, Partikel-Dichten und Partikel-Sinkgeschwindigkeiten.

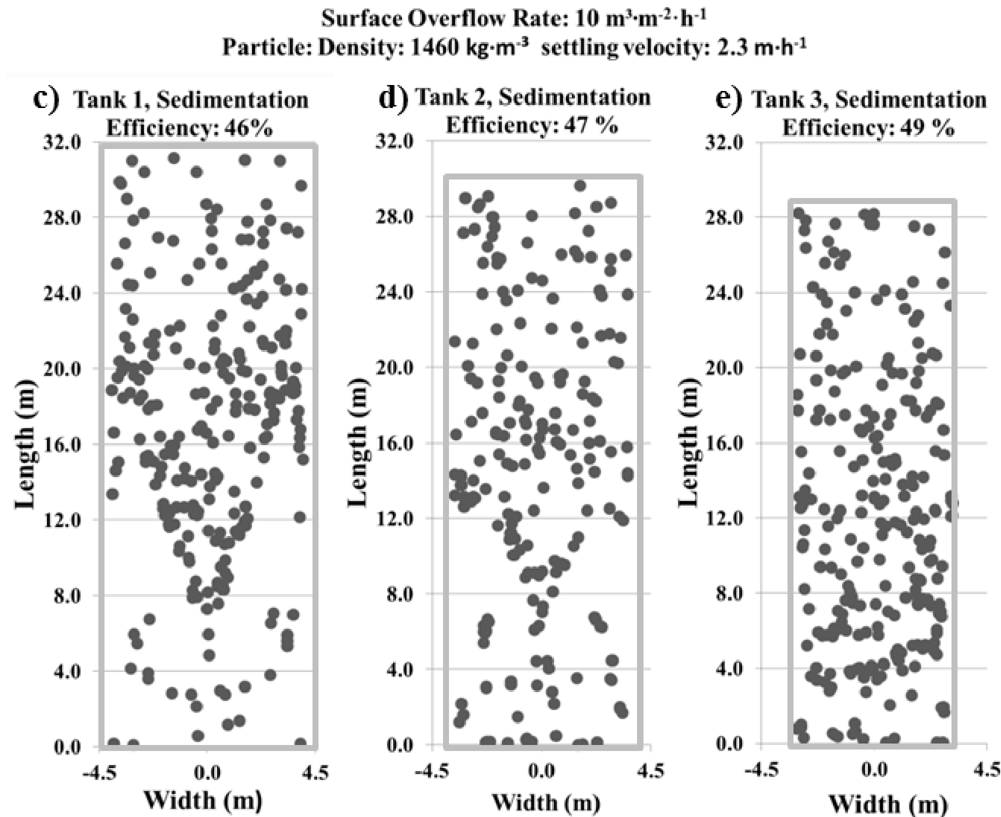


Abb. 5 Verteilung der Partikel auf der Sohle des Beckens (10 m/h; tank 1 bis tank 3)

Folgende Erkenntnisse sind Abbildung 6 zu entnehmen:

- Der Absetzwirkungsgrad aller Becken nimmt mit zunehmender Oberflächenbeschickung ab, obwohl die Strömung mit zunehmendem Turbulenzgrad stabiler und gerichteter wird. Dies gilt für alle untersuchten Partikel.

- Bei niedrigen Oberflächenbeschickungen ist der Absetzwirkungsgrad aller Becken (tank 1, 2, 3) annähernd gleich groß.

- Bei niedrigen Oberflächenbeschickungen hängt der Absetzwirkungsgrad lediglich von der Sinkgeschwindigkeit der Partikel ab, nicht jedoch von ihrer Dichte.

- Die Partikel mit geringer Dichte (großem Durchmesser) reagieren sensibler auf eine Zunahme der Oberflächenbeschickung als Partikel mit hoher Dichte (und folglich kleinerem Durchmesser bei gleicher Sinkgeschwindigkeit). Sie bieten der Strömung mehr Angriffsfläche und können somit leichter in Suspension gehalten bzw. resuspendiert werden. (niedrigere kritische Schubspannung)

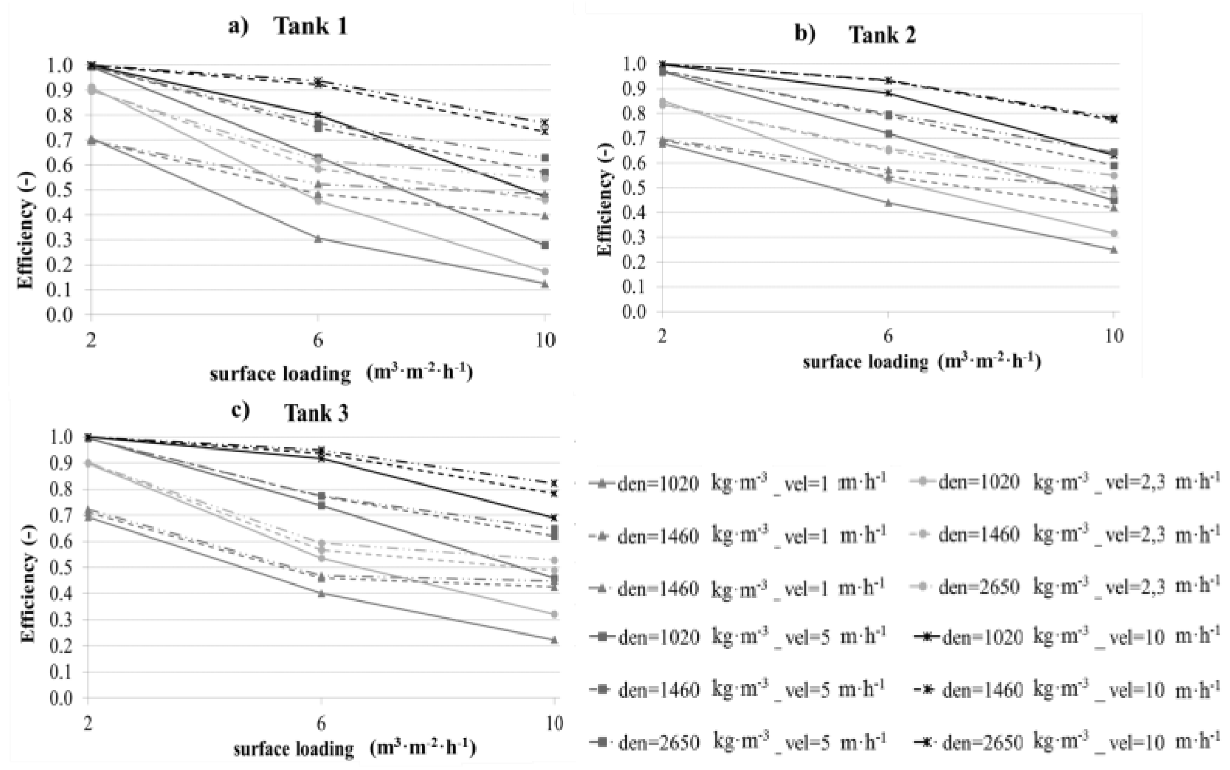


Abb. 6 Absetzwirkungsgrad

Schlussfolgerungen

In dieser Studie wurde mit Hilfe der numerischen Strömungssimulation der Einfluss der in den deutschen Regelwerken geforderten Abmessungsverhältnisse auf die Durchströmung sowie der Absetzwirkungsgrad von Regenbecken untersucht. Weiterhin wurde die Wirkung einer Prallplatte im Zulaufbereich des Beckens auf den Absetzwirkungsgrad untersucht.

Folgende Erkenntnisse wurden im Rahmen der Studie gewonnen:

Für niedrige Oberflächenbeschickungen haben die Abmessungen keinen Einfluss auf den Absetzwirkungsgrad. Dies gilt für alle untersuchten Partikel. Weiterhin gilt dies auch bei höheren Oberflächenbeschickungen für Partikel mit einer hohen Dichte. Lediglich bei Vorliegen von Partikel niedriger Dichte werden in tieferen Becken höhere Absetzwirkungsgrade erzielt. Die Installation einer Prallplatte im Zulauf ist grundsätzlich zur Vergleichmäßigung der Durchströmung und somit zur Verbesserung der Absetzwirkung geeignet. Sie führt unabhängig von den Abmessungen der Becken zu einem verbesserten Absetzwirkungsgrad.

Literatur

[01] Adamsson, A.and Bergdahl, L. (2004): Extending Residence Time in a Detention Tank. In: Journal of Environmental Engineering.

[02] Adamsson, A.and Bergdahl, L. (2006): Simulation of Temperature Influence on Flow Pattern and Residence Time in a Detention Tank. In: Nordic Hydrology, (Vol. 37, Nr. 1), p. 53 - 58.

[03] Adamsson, A., Bergdahl, L.and Lyngfelt, S. (2002a): Measurement and Three-Dimensional Simulatione of Flow in a Rectangular Detention Tank. In: Urban Water, 2002 (Vol. 2, Issue 4), p. 277 - 287.

[04] Adamsson, A., Bergdahl, L.and Vikström, M. (2002b): A Laboratory Study of the Effect of an Island to Extend Residence Time in a Rectangular Tank. 9th Int. Conf. Urban Storm Drainage. Global Solutions for Urban Drainage. Conference on 08. - 13. September, Portland, Oregon, USA. ISBN 0-7844-0644-8.

[05] Adamsson, A., Persson, J.and Lyngfelt, S. (1999): Numerical Simulation and Large-Scale Physical Modelling of Flow in a Detention Basin. 8th Int. Conf. Urban Storm Drainage. Vol. 3, Conference on 30. August - 03. September, Sydney, Australia. p. 1175 - 1183. ISBN 0-85825-718-1.

[06] ANSYS (2010): ANSYS FLUENT Theory Guide Release 13.0. Canonsburg, PA, Issue.

[07] Ashley, R.M., Bertrand-Krajewski, J.-L., Hvitved-Jacobsen, T.and Verbanck, M. (2004): Solids in Sewers - Characteristics, Effects and Control of Sewer Solids and Associated Pollutants. London: IWA Publishing, ISBN 1 900222 91 4.

[08] ATV-DVWK-M 176 (2001): Hinweise und Beispiele zur konstruktiven Gestaltung und Ausrüstung von Bauwerken der zentralen Regenwasserbehandlung und -rückhaltung (Specifications and Examples for the Constructional Design and Supply of Structures for the Central Treatment and Retention of Rainwater). ATV-DVWK-Advisory Leafl-176. Hennef, Germany: DWA German Association for Water, Wastewater and Waste, p. 113.

[09] Chebbo, G.and Bachoc, A. (1992): Characterization of suspended solids in urban wet weather discharges. In: Verbanck, M.A. [publisher]: Origin, Occurrence and Behaviour of Sediments in Sewer Systems. Vol. 25 N.8, p. 171-179.

[10] Dufresne, M. (2008): La modélisation 3D du transport solide dans les bassins en assainissement: du pilote expérimental à l'ouvrage réel. Strasbourg, Université Louis Pasteur Strasbourg, Institut National des Sciences Appliquées de Strasbourg, Diss.

[11] Dufresne, M. et al. (2009): CFD Modeling of Solid Separation in Three Combined Sewer Overflow Chamber. In: Journal of Environmental Engineering, 2009 (Vol. 135, Nr. 9), p. 776 - 787.

[12] DWA-A 166-Draft (2010): Bauwerke der zentralen Regenwasserbehandlung und -rückhaltung - Konstruktive Gestaltung und Ausrüstung - Entwurf (November 2010) (Structures for the Central Treatment and Retention of Storm Water - Constructional Design and Supply - Draft (November 2010)). DWA-Standard-166-Draft. Hennef, Germany: DWA German Association for Water, Wastewater and Waste.

[13] FGSV (2003): Wirksamkeit von Entwässerungsbecken im Bereich von Bundesfernstraßen. Bonn, Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Heft 861.

[14] Geiger, W.F., Frehmann, T., Mietzel, T.and Ustohal, P. (2002): Vergleichende Modelluntersuchungen zur Wirkungsweise von Regenentlastungen - Resuspension der Sedimente in Regenbecken (Comparitive Investigation Using Models for the Effectiveness of Storm Water Overflow Tanks - Resuspension of Solids in Storm Water Tanks) Essen, Germany, University of Duisburg Essen - Department Municipal Water- and Waste Management, GE 459/12-2 DGV, 1-40 p.

[15] Goula, A., Kostoglou, M., Karapantsios, T.and Zouboulis, A. (2008): A CFD methodology for the design of sedimentation tanks in potable water treatment - Case study: The influence of a feed flow control baffle. In: Chemical Engineering Journal, 140, p. 110 - 121.

[16] He, C., Wood, J., Marsalek, J.and Rochfort, Q. (2008): Using CFD Modeling to Improve the Inlet Hydraulics and Perfomance of a Storm-Water Clarifier. In: Journal of Environmental Engineering, 134, p. 722 - 730.

[17] Muth, W. (1992): Regenüberlaufbecken-Strömungsuntersuchung an Durchlaufbecken (Storm Water Overflow Tanks - Investigation of Flows within the Overflow Tanks). In: Korrespondenz Abwasser, 39 (6), p. 910 - 915.

[18] Pisano, C.W. (1996): Summary: United -States "Sewer Solids" settling Characterization Methods, Results, Uses and Perspective.Water Sience and Technology. Vol. 33, No.9, p. 109-115.

[19] Quarini, G., Innes, H., Smith, M.and Wise, D. (1996): Hydrodynamic Modelling of Sedimentation Tanks. In: Journal of Process Mechanical Engineering, 1996 (June 1996), p. 83-91.

[20] Scherer, U., Fuchs, S., Behrendt, H.and Hillenbrand, T. (2003): Emissions of heavy metals into river basins of Germany. In: Water Science and Technology, 2003 (47(7-8)), p. 251-257.

[21] Stovin, R.V.and Saul, A.J. (1996): Efficiency Prediction for Storage Chambers Using Computational Fluid Dynamics.Water Sience and Technology. Vol. Vol.33 No.9, p. 163-170.

[22] Stovin, V.and Saul, A. (2000): Computational Fluid Dynamics and the Design of Sewage Storage Chambers. In: Journal of the Chartered Institution of Water and Environmental Management, (14, Nr. 2), p. 103 - 110.

[23] Ta, T. (2001): Current Role of CFD in the Design of Clarifiers used in Water and Waste Water Industries. In: Emerging Technologies for Fluids, Structures and Fluid-Structure Interaction, 431, p. 11 - 15.

[24] Torres, A.and Bertrand-Krajewski, J.L. (2008): Evaluation of uncertainties in settling velocities of particles in urban stormwater runoff. In: Water Science and Technology, 57 (9), p. 1389-1396.

[25] Uhl, M., Maus, C.and Perrefort, T. (2009): REBEWI Klärtechnische Wirksamkeit von Regenbecken in der Stadtentwässerung (Effectiveness of Storm Water Tanks for Clarification in Urban Drainage Systems). Münster, Germany, University of Applied Sciences, Federal Ministry of Education and Research Germany BMBF Programme FH³ Grant Number 1705X05.

[26] Vosswinkel, N. et al. (2012): Influence of transient behavior on the settling of solids in storm water tanks. 9th Int. Conf. Urban Storm Drainage. Belgrad, Serbien.

[27] Wang, X. et al. (2008): Three-Dimensional Simulation on the Water Flow Field and Suspended Sollids Concentration in the Rectangular Sedimentation Tank. In: Journal of Environmental Engineering, 134, p. 902 - 911.

[28] Welker, A.and Dierschke, M. (2010): Selection of a Reference Material for the testing of Decentralized Stormwater Treatment Facilities. Novatech 2010, 7th International Conference: Sustainable techniques and strategies in urban waste water. Conference on 27. June - 1. July 2010, Lyon, France.

[29] Xanthopoulos, K. (1992): Niederschlagsbedingter Schmutzstoffeintrag in die Kanalisation (Pollutants in Sewer Systems Which Originate From Precipitation). In: Hahn, H.H. und Xanthopoulos, K. [publisher]: Schadstoffe im Regenabfluß II - Präsentation eines BMFT-Verbundprojektes (Pollutants in Run-off II - Presentation of a BMFT-Accociation Project). Vol. 64, Institut für Siedlungswasserwirtschaft Universität Karlsruhe (TH) (Institute for Urban Water Management University of Karlsruhe), p. 147-166.

Anschrift der Verfasser

Nina Voßwinkel
Muenster University of Applied Sciences
IWARU (Institute for Water•Resources•Environment)
Corrensstr. 25
D-48149 Muenster
E-mail: vosswinkel@fh-muenster.de

Simon Ebbert
Christian Maus
Rainer Mohn
Mathias Uhl
Muenster University of Applied Sciences
IWARU (Institute for Water•Resources•Environment)
Corrensstr. 25
D-48149 Muenster

Anne Schnieders
Ruhrverband
Kronprinzenstraße 37
D-45128 Essen

Ansatz zur Bewertung der Auswirkungen von Hydropeaking auf Gewässer

Florian Leo, Prof. Dr. -Ing. Silke Wieprecht

Zusammenfassung

Wasserkraftwerke produzieren in zunehmenden Maße bedarfsorientiert und zur Abdeckung von Energiespitzen („peak production“). Beide Fälle haben gemein, dass sie durch zum Teil sehr rasche Wechsel im Abfluss Schwall und Sunk („Hydropeaking“) Ereignisse hervorrufen und damit zu einer Störung des natürlichen Abflussregimes der betroffenen Gewässer führen. In diesem Artikel wird eine Möglichkeit dargestellt, die Auswirkungen des Hydropeakings auf den atlantischen Lachs und die Gewässermorphologie zu bewerten. Dazu wird zum einen das populationsdynamische Modell IB-salmon und das Habitatmodell CASiMiR gekoppelt, um die langfristige Entwicklung unter dem Einfluss des Schwall- und Sunkbetriebs auf die Lachspopulation zu bestimmen. Um die indirekten Auswirkungen auf die Laichplätze und die Gewässersohle zu ermitteln, wird ein Kolmationsmodell angewandt. Die Entwicklung findet im Rahmen des norwegischen Projekts EnviPEAK (environmental impacts of hydropeaking) statt und ist von CEDREN (Center for Environmental Design of Renewable Energy) finanziert.

1 Einleitung

Es ist weitgehend politischer und gesellschaftlicher Konsens, Strom zunehmend aus regenerativen Energien zu produzieren. In diesem Zusammenhang hat die Windenergie zwar starken Aufwind erfahren, stellt Netzbetreiber und Stromkonzerne jedoch auch vor das Problem einer stark fluktuierenden Stromproduktion die nicht unbedingt mit der, im Tagesverlauf schwankenden, Stromnachfrage in Einklang zu bringen ist.

Pumpspeicherkraftwerke stellen eine der effizientesten Möglichkeiten dar, Strom aus Überproduktionen zu speichern und später wieder in das Stromnetz abzugeben. Kurzzeitige Differenzen können –begrenzt– auch im laufenden Betrieb eines Wasserkraftwerks mittels bedarfsorientierter Produktion ausgeglichen werden („peak production“).

Beide Fälle der Stromgenerierung aus Wasserkraft haben gemein, dass sie durch zum Teil sehr rasche Wechsel im Abfluss Schwall und Sunk („Hydropeaking“) Ereignisse hervorrufen und damit zu einer Störung des natürlichen Abflussregimes der betroffenen Gewässer führen. Die anthropogene Veränderung der Abflussverhältnisse hat nicht nur hydrologische und hydraulische Auswirkungen, sondern beeinflusst auch die morphologische und ökologische Entwicklung eines Gewässers.

Im Rahmen des Projekts EnviPEAK (Environmental impact of hydropeaking) des norwegischen „Center for Environmental Design of Renewable Energy“ (CEDREN) werden morphologische und ökologische Fragestellungen mit Bezug auf Hydropeaking untersucht. Von besonderem Interesse sind mögliche langfristige, meso- und makroskalige Veränderungen der Gewässerstruktur und der aquatischen Fauna. In diesem Artikel wird eine Strategie vorgestellt, die langfristige Auswirkungen des Schwall- und Sunkbetriebs auf die örtliche atlantische Lachspopulation und die morphologische Entwicklung aufzeigt.

Im ersten Teil werden die Auswirkungen des Hydropeakings kurz zusammengefasst. Anschließend wird ein Ansatz zur Kopplung des Populationsmodells IB-salmon und des Habitatmodells CASiMiR dargelegt, mit der die langfristigen Veränderungen der Lachspopulationen simuliert werden sollen. Ein Modellansatz zur Bestimmung der Kolmationsrisiken an von Schwall- und Sunk beeinflussten Gewässern stellt der dritte Teil dar. Den Abschluss des Artikels bildet ein Fazit.

2 Auswirkungen des Hydropeaking

Die meisten der bisherigen Untersuchungen in Bezug auf Hydropeaking konzentrieren sich auf die Veränderungen und Risiken für aquatische Organismen (Baumann & Klaus, 2003).

Häufig beinhalten die Studien auch verschiedene kritische Richtwerte für z. B. die Sunkrate, die unter anderem bei Jungfischen ein Abdriften oder Stranden verhindern sollen (Freeman, Bowen, Bovee & Irwin, 2001; Halleraker et al., 2003; Saltveit, Halleraker, Arnekleiv & Harby, 2001). Aus den Grenzwerten können mit Hilfe numerischer Simulationen lokale Empfehlungen für einen „verträglichen“ Schwall- und Sunkbetrieb der Wasserkraftanlagen abgeleitet werden (siehe Tabelle 1).

Tab. 1 Ökologisch vertretbare Schwall- und Sunkkriterien

Kennwert	vertretbarer Wert	Literaturstelle
Verhältnis des maximalen zum minimalen Abfluss	5:1 2:1 – 6:1	(Meile & Fette, 2005) (Limnex, 2004)
Abflussrate	1,5 – 1,68 m³/sh	(Meile & Fette, 2005)
Sunkrate	0,2 cm/min 0,3 cm/min 0,2 cm/min	(Meile & Fette, 2005) (Halleraker et al., 2003) (Saltveit et al., 2001)

Die Gewässermorphologie beeinflusst die Auswirkungen des Hydropeakings auf zweierlei Arten. Zum einen kann die Gewässerform die hydraulischen Unterschiede des Schwall und Sunks verschärfen oder abschwächen. Viel wichtiger ist jedoch die alluviale Auflage in europäischen Flüssen als hyporheisches Habitat, das als Lebensraum für zahlreiche Organismen der wirbellosen Mesofauna, als Laichplatz für Fische (z. B. für Salmoniden) oder Refugialraum (Schutz bei Niedrigwasser) vieler Organismen dient (Lenk, 2000). Besonders wichtig für den Lebensraum in der Gewässersohle ist die Sauerstoffversorgung durch Oberflächenwasser sowie die Durchlässigkeit und Lagerungsdichte des Sohlmaterials.

Verschiedene Studien (Meile & Fette, 2005) zeigen, dass jedoch besonders die Sohlzusammensetzung bei anthropogen beeinflussten Flüssen starken Veränderungen unterworfen ist und die Gewässersohle oft zur Kolmation neigt. Mit Kolmation wird ein Prozess beschrieben, bei dem das Porenvolumen in der Gewässersohle aufgrund des Eintrags von Feinsedimenten verringert und damit dessen Durchlässigkeit reduziert wird. Zudem verfestigt sich das Gewässerbett (Schälchli, Abegg + Hunzinger, 2002).

Abbildung 1 zeigt eine der zwei Kolmationsarten. Bei der äußeren Kolmation werden Feinsedimente auf der Gewässersohle abgelagert, während bei der inneren Kolmation das Sohlsubstrat tieferliegend verstopft und sich einen Kolmationshorizont bildet (Schälchli, 1993).

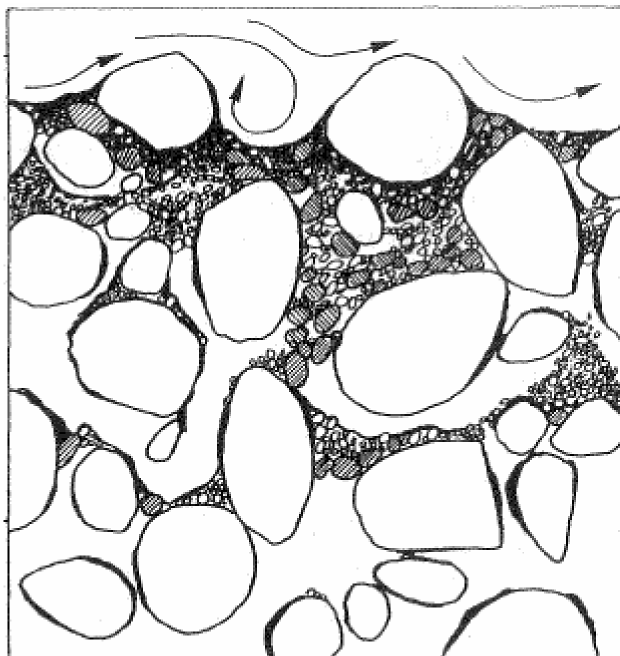


Abb. 1 Innere Kolmation (Schälchli, 1995)

Die Folgen der Kolmation für das hyporheische Interstitial als Lebensraum sind offensichtlich. Die Verringerung des Porenraums und die Verfestigung der Sedimente blockiert den Zugang der Organismen zur Gewässersohle, während gleichzeitig eine ausreichende Sauerstoffversorgung des Lebensraums verhindert wird.

3 Modellierung der Auswirkungen auf den atlantischen Lachs

Um Auswirkungen wasserwirtschaftlicher oder flussbaulicher Maßnahmen an Gewässern ökologisch zu quantifizieren, werden seit rund drei Jahrzehnten aquatische Ökosysteme auf verschiedene Weise simuliert. Dabei gibt es zwei grundsätzlich verschiedenartige Ansätze, die auf den unterschiedlichen Blickwinkeln der beteiligten Fachrichtungen beruhen.

Biologen modellieren anhand verschiedener, hauptsächlich biotischer Parameter zumeist die demographische Entwicklung von Populationen. So können die Populationsgröße, Wachstumsraten und die genetische Vielfalt bestimmt werden. Die Eingangsparameter der Modelle sind Fruchtbarkeit, Mortalitätsraten, Migration oder Altersstrukturen. Da der Schwerpunkt der Modelle auf der Populationsentwicklung liegt, werden sie in der Literatur als populationsökologische Modelle bezeichnet (Frank, Piccolo & Baret, 2011). Ingenieurtechnische Modelle von Gewässerökosystemen sind eher auf die Beschreibung der physikalischen Parameter des Lebensraums (Habitat) bezogen. Um die Qualität eines Habitat für eine Spezies zu bestimmen, wird im Rahmen von Naturbeobachtungen oder hydraulischen Modellierungen aus der räumlichen Verteilung der abiotischen Parameter (z. B. der vorherrschenden Fließgeschwindigkeit und/oder Sedimente) und den Anforderungen der zu untersuchenden Spezies an den Lebensraum eine Beziehung für die Habitatqualität hergeleitet.

Entsprechend können diese Modelltypen Populationsverteilungs- bzw. Habitatmodell benannt werden. Da sich die Ansätze der beiden Modelltypen nicht widersprechen, ist eine Verbindung, um die langfristige Entwicklung von Ökosystemen in Abhängigkeit von ihrem Habitat zu erforschen, nicht nur sinnvoll, sondern notwendig.

Im Folgenden wird der Ansatz zur Kopplung des Populationsmodells IB-salmon und der „stranding“- Version des Habitatmodells CASiMiR vorgestellt, mit dem die Auswirkungen des Schwall- und Sunkbetriebs norwegischer Flüsse auf deren Lachspopulation untersucht werden kann (Leo, Forseth, Hedger & Wieprecht, 2012).

Populationsmodell IB-salmon

IB-salmon (Hedger, Forseth, Diserud, Ugedal & Finstad, n.d.) ist ein mechanistisches, individuenbasiertes Populationsmodell, welches vom „Norwegian Institute for Nature Reseach“ (NINA) entwickelt wurde. Das Modell simuliert den vollständigen Lebenszyklus des atlantischen Lachses in relativ kleiner räumlicher (rund 50 m Flussabschnitte) und zeitlicher (Berechnungsschritt von einer Woche) Auflösung. In IB-salmon werden zwei verschiedene Ansätze genutzt, um die Populationsentwicklung zu bestimmen. Zum einen werden deterministische, d. h. mathematische Beziehungen verwendet, um bestimmte Entwicklungsschritte zu modellieren. Andererseits ist z. B. die Mortalität der Fische als stochastischer Parameter implementiert, der mit weiteren physikalischen oder biotischen Variablen zusammenhängt. Abbildung 2 (unterer Teil) stellt schematisch die Zusammenhänge in IB-salmon dar.

Beginnend mit der Eiablage, die abhängig vom Gewicht des Muttertieres ist, wird jedes Tier einzeln in jedem Entwicklungsstadium und mit entwicklungsspezifischen Parametern simuliert. Der Zeitpunkt des Aufschwimmens der Brut (fry) wird mittels einer kumulativen Funktion der Gradtage bestimmt, während die Weiterentwicklung zum Junglachs (parr) auf einer exponentiellen Wachstumsfunktion basiert. Die Größe der Junglachspopulation wird sowohl durch eine stochastische Mortalitätsrate als auch durch Migration in den benachbarten, unterstromigen Gewässerabschnitt reduziert. Abwanderungen treten in Abhängigkeit von der biologischen Tragfähigkeit des jeweiligen Gewässerabschnitts auf, der wiederum von der Populationsgröße, der individuellen Größe der Junglachse und der benetzen Fläche abhängt. Die Wahrscheinlichkeit, dass sich ein Junglachs in einen Smolt weiterentwickelt wird in Abhängigkeit von seiner Länge bestimmt. Mit dem Erreichen des Smoltstadiums ist die Süßwasserphase des Lachses vorläufig abgeschlossen und er wandert in das Meer ab. Da über Wanderungen und Entwicklungen des norwegischen Lachses im Meer nur wenig bekannt ist, wird diese Phase bis zur Fortpflanzung und dem Aufstieg der adulten Fische räumlich und zeitlich deutlich geringer aufgelöst. Die Sterblichkeit im Meer und die Rückkehrraten werden mit angepassten Normalverteilungen berechnet.

Habitatmodel CASiMiR

CASiMiR ist in seiner ursprünglichen Form ein hydraulisches Habitatmodell, das die Schnittstelle zwischen biotischen Habitatansprüchen und hydromorphologischen Parametern anhand eines Fuzzy-logischen Regelsatzes modelliert und am Lehrstuhl für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft der Universität Stuttgart entwickelt wurde (Schneider, 2001).

Normalerweise nutzen hydraulische Habitatmodelle zur Evaluierung der Habitateignung eines Gewässers Präferenzfunktionen. Diese beschreiben den Zusammenhang zwischen gemessenen physikalischen Parametern (z. B. Fließgeschwindigkeit oder Sohlsubstrat) und der Häufigkeit des Vorkommens der beobachteten Spezies (Frank et al., 2011). Werden Gewässerabschnitte hydraulisch-numerisch modelliert, kann aufgrund der berechneten physikalischen Parameter eine Aussage über deren potentielle Habitateignung gemacht werden. Problematisch ist jedoch die Berücksichtigung und Verrechnung verschiedener (multivariater) physikalischer Eingangsparameter bei der Ermittlung einer Habitateignung und die exakte Bestimmung von Präferenzfunktionen in Abhängigkeit von singulären Einflussgrößen. Ein Umstand, der in CASiMiR mit Hilfe der Fuzzy-Logik berücksichtigt wird. Im Gegensatz zur Boole´schen Algebra können in der Fuzzy-Logik Zugehörigkeiten nicht nur durch die Werte „1“ und „0“ ausgedrückt werden, sondern auch in Zwischenstufen. Sie ist damit gut geeignet, unscharfe Informationen oder Expertenwissen über Habitateignungen in mulitvariate Regelsätze (wenn Wassertiefe „groß“ und Strömung „mittel“ und Substrat „groß“, dann Habitateignung „groß“) zu überführen und mit scharfen physikalischen Berechnungsgrößen zu kombinieren. Das Ergebnis ist eine Habitateignung mit einem Habitatindex zwischen 0 (schlecht) und 1 (sehr gut).

Schneider & Noack (2009) haben den CASiMiR-Ansatz auf Schwall und Sunkereignisse erweitert. In einem vierstufigen Verfahren, das in Abbildung 2 (oberer Teil) gezeigt ist, kann das Strandungsrisiko für Fische basierend auf einer gegebenen Ganglinie errechnet werden. In einem ersten Schritt wird für den jeweiligen Gewässerabschnitt die Basishabitateignung für jedes Entwicklungsstadium bestimmt. Anschließend werden aus der hydraulischen Simulation die lokalen Sunkraten ermittelt. Bereiche, in denen eine hohe Habitateignung vorhanden ist und eine hohe Sunkrate auftritt, stellen für die Fische eine hohe Gefährdung dar. Im dritten Schritt werden vom Hauptgewässer abgetrennte Bereiche identifiziert. Fallen isolierte Bereiche trocken, besteht für die Fische keine Rückzugsmöglichkeit mehr und sie stranden. Der vierte und letzte Schritt überlagert die unabhängigen Ergebnisse aus der Gefährdung durch Sunkgeschwindigkeiten und isolierten Gewässerabschnitten. Unter der Annahme, dass das größte Strandungsrisiko im Falle einer hohen Habitateignung, einer großen Sunkrate und einer gleichzeitigen Isolierung vom Hauptgewässer auftritt, kann das Strandungsrisiko normiert und einem Index zwischen „0“ und „1“ zugeordnet werden.

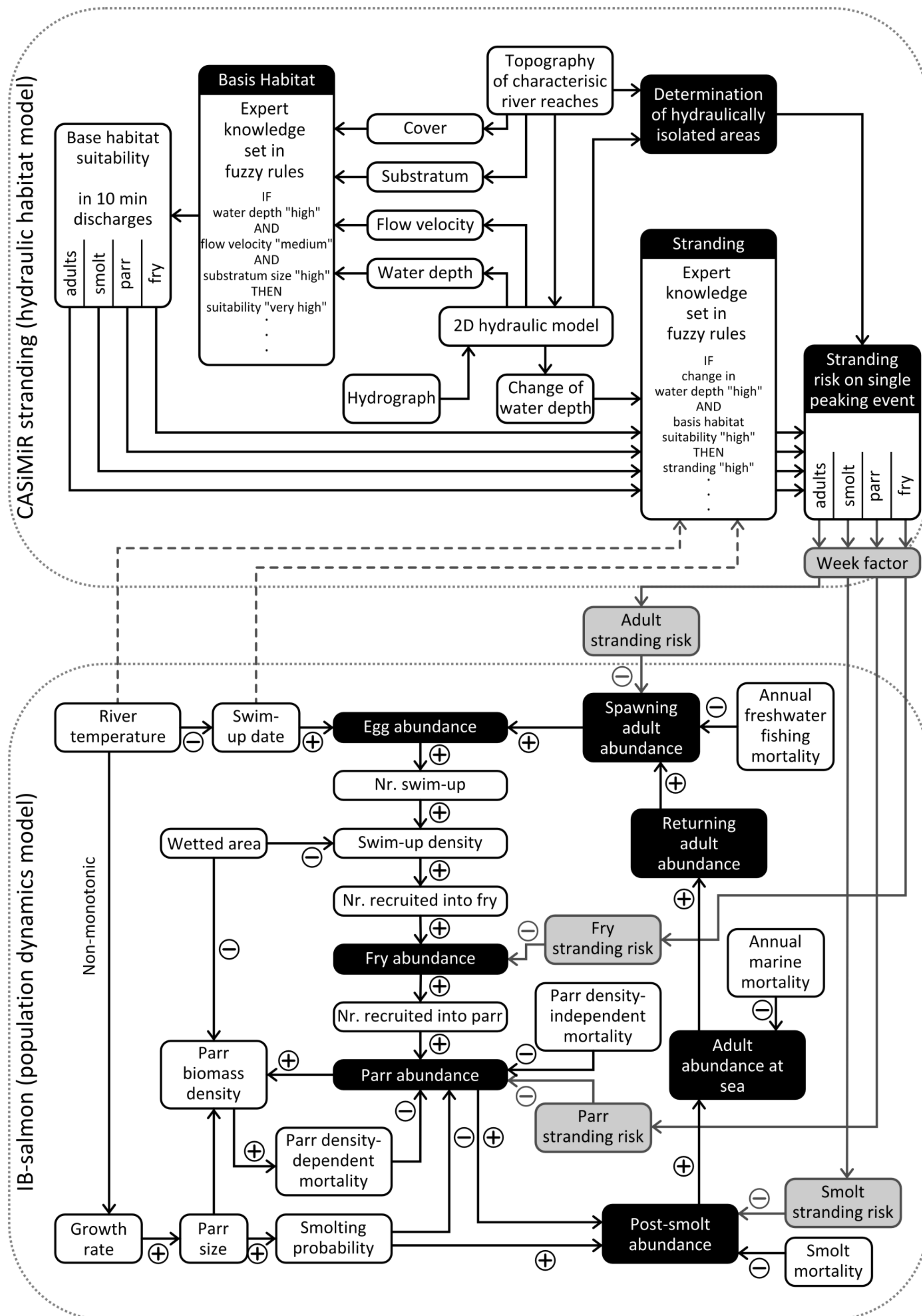


Abb. 2 Kopplung von IB-salmon und CASiMiR (Leo et al., 2012)

Kopplung von IB-salmon und CASiMiR

Um die Modelle IB-salmon und CASiMiR zu koppeln, sind einige Anpassungen und Annahmen notwendig. Zum einen müssen die verschiedenen zeitlichen Auflösungen der Modelle einander angepasst werden. Die Mortalitätsraten werden (in 10 bis 15 Minuten Intervallen) auf die wöchentlichen Zeitschritte des Populationsmodells extrapoliert, indem verschiedene Tagesganglinien hydraulisch simuliert werden und in CASiMiR das zugehörige Strandungsrisiko bestimmt wird. Die wöchentliche Mortalitätsrate für IB-salmon ist eine Kombination der täglichen Ereignisse und wird mittels Multiplikation der Gegenwahrscheinlichkeiten errechnet.

Eine weitere wichtige Anpassung betrifft die räumliche Auflösung. Da im Rahmen des Projekts der ganze Flusslauf modelliert werden soll, ist eine 2D hydraulische Simulation in der benötigten Auflösung zu zeitintensiv. Es werden deshalb im Flusslauf exemplarische Abschnitte ausgewählt, die charakteristisch sind bzgl. Topographie, typischen Querschnittsformen, morphologischer Parameter und Unterschlupfmöglichkeiten für Fische und anschließend nur diese zweidimensional modelliert. Um Verformungen der Ganglinie durch Rauheiten oder Retentionen zu berücksichtigen, kann zusätzlich ein 1D Modell für den Gesamtabschnitt eingesetzt werden. Ein Überblick über die Kopplung von IB-salmon und CASiMiR zeigt Abbildung 2. Weitere Anpassungen und eine Diskussion des Modellansatzes können in (Leo et al., 2012) gefunden werden.

4 Modellierung der morphologischen Auswirkungen

Da der Schwall- und Sunkbetrieb von Wasserkraftanlagen die Fauna eines Gewässers nicht nur von hydraulischer Seite beeinträchtigt, sondern auch morphologische Veränderungen (siehe Abschnitt „Auswirkungen des Hydropeakings“) zu erwarten sind, wird im Rahmen von EnviPEAK zusätzlich der Versuch unternommen die Kolmation abzuschätzen. Auch sollen Möglichkeiten erörtert werden, wie z. B. regelmäßige Spülungen einer Kolmation vorbeugen oder die Sohle im laufenden Betrieb dekolmatiert werden kann.

Das Modell folgt momentan dem Ansatz von (Schälchli, 1993), dessen Modell auf dem Prinzip der Kuchenfiltration basiert. Aufgrund eines vertikalen hydraulischen Gradienten, der sich zwischen Grundwasser und Oberflächenwasser einstellt, werden feine Sedimente aus dem Fluss in die Gewässersohle eingespült und in Analogie zu einer Filterschicht in ihr abgelagert. Damit erhöht sich nach und nach der Filterwiderstand bzw. die Porosität der Gewässersohle sinkt. Der Eintrag der Sedimente in das Sohlsubstrat kann entsprechend über die Veränderung der Durchlässigkeit k zum Zeitpunkt t mit Gleichung (1) bestimmt werden (Schälchli, 1995).

$$k = \frac{gL}{v\sqrt{\text{ß}^2 + 2rC\Delta h_w g t \frac{1}{v}}} \qquad (1)$$

Wobei L die Länge des Sickerwegs ist und v der Infiltrationsgeschwindigkeit entspricht. β bezeichnet den Infiltrationswiderstand des unkolmatierten Gewässerbetts r stellt dessen spezifischen Filterwiderstand dar. C ist die Konzentration des Schwebstoffes und h_w der vorherrschende Porenwasserdruck.

Zur Bestimmung des Porenwasserdrucks können Wassertiefen aus den 2D-Simulationen der charakteristischen Flussabschnitte genutzt werden. Schwall und Sunkphasen folgen in einem zeitlich kurzen Abstand, weswegen nicht mit einer Veränderung des Grundwasserspiegels aufgrund des Hydropeakings zu rechnen ist. Da eine Kolmation unter anderem besonders für Laichplätze und Fischbrut ein Problem darstellt, werden die relevanten Flussbereiche ebenso für eine Berechnung des Strandungsrisikos mit CASiMiR ausgewählt und modelliert. Eine zusätzliche Simulation ist dementsprechend nicht nötig, die Ergebnisse des morphologischen Modells können jedoch zusätzlich in CASiMiR stranding im Regelsatz implementiert werden.

Das Kolmatieren der Gewässersohle kann damit als Risiko für die Fische berücksichtigt werden.

Fazit

Das vorgestellte Konzept erlaubt die Auswirkungen des Hydropeakings nicht nur kleinskalig, sondern umfassend zu betrachten. Hierbei wird nicht nur auf kurzfristige Risiken aufgrund der Ganglinie, wie z. B. der Sunkrate, eingegangen, sondern auch auf die langfristige Populationsentwicklung und auf weitergehende morphologische Entwicklungen des Habitats.

Literatur

[01] Baumann, P., & Klaus, I. (2003). Gewässerökologische Auswirkungen des Schwallbetriebes: Ergebnisse einer Literaturstudie. Mitteilungen zur Fischerei (Mitteilung.). Bern: Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft.

[02] Frank, B. M., Piccolo, J. J., & Baret, P. V. (2011). A review of ecological models for brown trout: towards a new demogenetic model. Ecology of Freshwater Fish, 20(2), 167-198. doi:10.1111/j.1600-0633.2011.00491.x

[03] Freeman, M. C., Bowen, Z. H., Bovee, K. D., & Irwin, E. R. (2001). Flow and habitat effects on juvenile fish abundance in natural and altered flow regimes. Ecological Applications, 11(1), 179-190. doi:10.1890/1051-0761(2001)011[0179:FAHEOJ]2.0.CO;2

[04] Halleraker, J. H., Saltveit, S. J., Harby, A., Arnekleiv, J. V., Fjeldstad, H. P., & Kohler, B. (2003). Factors influencing stranding of wild juvenile brown trout (Salmo trutta) during rapid and frequent flow decreases in an artificial stream. River Research and Applications, 19(5-6), 589-603. Wiley Online Library. doi:10.1002/rra.752

[05] Hedger, R. D., Forseth, T., Diserud, O., Ugedal, O., & Finstad, A. G. (not dated), under review. Modelling The Complete Life-Cycle Of Atlantic Salmon (Salmo Salar L.) Using A Spatially-Explicit Individual-Based Approach. Ecological Modelling.

[06] Lenk, M. (2000). Hydraulische Austauschvorgänge zwischen Fließgewässer und Interstitial - Felduntersuchungen in einer Pool-Riffle-Sequenz an der oberen Lahn. Inst. für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Darmstadt.

[07] Leo, F., Forseth, T., Hedger, R. D., & Wieprecht, S. (2012, under review). Linking Habitat and Population Model to Determine the Effect of Hydropeaking on Salmon Populations. 9th International Symposium on Ecohydraulics 2012, Wien.

[08] Limnex. (2004). Auswirkungen des Schwallbetriebes auf das Ökosystem der Fliessgewässer: Grundlagen zur Beurteilung. (p. 36). Zürich.

[09] Meile, T., & Fette, M. (2005). Synthesebericht Schwall/Sunk. Publikation des Rhone-Thur Projektes. Zürich: Eawag.

[10] Saltveit, S. J., Halleraker, J. H., Arnekleiv, J. V., & Harby, A. (2001). Field experiments on stranding in juvenile atlantic salmon (Salmo salar) and brown trout (Salmo trutta) during rapid flow decreases caused by hydropeaking. Regulated Rivers: Research & Management, 17(4-5), 609-622. doi:10.1002/rrr.652

[11] Schneider, M. (2001). Habitat- und Abflussmodellierung fur Fließgewasser mit unscharfen Berechnungsansatzen. Institut. für Wasserbau, Stuttgart.

[12] Schneider, M., & Noack, M. (2009). Untersuchung der Gefährdung von Jungfischen durch Sunkereignisse mit Hilfe eines Habitatsimulationsmodells. Wasser Energie Luft, 101(2), 107-112.

[13] Schälchli Abegg + Hunzinger (Ed.). (2002). Kolmation: Methoden zur Erkennung und Bewertung (p. 26). Zürich: Eawag.

[14] Schälchli, U. (1993). Die Kolmation von Fliessgewässersohlen: Prozesse und Berechnungsgrundlagen. der Versuchsanstalt fur Wasserbau, Hydrologie und. ETH Zürich.

[15] Schälchli, U. (1995). Basic Equations for Siltation of Riverbeds. Journal of Hydraulic Engineering, 121(3), 274. doi:10.1061/(ASCE)0733-9429(1995)121:3(274)

Anschrift des Verfassers

Florian Leo
Lehrstuhl für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft
Institut für Wasser- und Umweltsystemmodellierung
Universität Stuttgart
Pfaffenwaldring 61
D-70550 Stuttgart
E-mail: florian.leo@iws.uni-stuttgart.de

Modellierung der Flutwellenausbreitung nach Versagen der Dreilägerbachtalsperre im Rahmen einer Risikobetrachtung

Ricarda Döring, Nils P. Huber, Stefanie Lorke, Holger Schüttrumpf, Dirk Delsemmé, Paul M. Kirch, Walter Dautzenberg

Zusammenfassung

Im Rahmen des Projektes „Risikobetrachtung für die Dreilägerbachtalsperre“ führte das Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft (IWW) der RWTH Aachen im Auftrag des Talsperrenbetreibers WAG Wassergewinnungs- und aufbereitungsgesellschaft Nordeifel GmbH eine Gefährdungsanalyse sowie die Modellierung der Ausbreitung einer Flutwelle nach Versagen der Talsperre durch. Nachfolgend wird die Modellierung der Flutwellenausbreitung durch zwei unterschiedlich gewählte Breschenszenarien vorgestellt. Die Simulation wurde mit dem Finite-Elemente-Programm DGFlow durchgeführt, das am IWW entwickelt wurde. Aufgrund der Untersuchungsergebnisse können die Auswirkungen von Fließtiefe, Fließgeschwindigkeit und Schadensfaktor auf den Bereich unterstrom der Dreilägerbachtalsperre abgeschätzt werden. Hierbei wird deutlich, dass der Einfluss der betrachteten Parameter besonders im Bereich oberstrom der Stadt Stolberg von großer Bedeutung ist. Der Bericht schließt mit einem Ausblick, der Perspektiven für ein zukünftiges Risk Assessment aufzeigt.

1 Einleitung

Die Annahme eines plötzlichen Versagens von Staumauern stellt in Risikobetrachtungen einen worst-case-Fall dar. Das Staumauerversagen führt zu einer Flutwelle im Unterlauf des Stausees mit einer erheblichen Gefährdung der dort liegenden Ortschaften. Um eine differenzierte Aussage zu möglichen Flutwellenausbreitungen im Unterwasser der Dreilägerbachtalsperre in der Nordeifel treffen zu können und die hydraulischen Effekte in Zusammenhang mit einer Kommunikation der Ergebnisse und Risiken besser einschätzen zu können, wird die Betrachtung mehrerer Versagensszenarien empfohlen. Auf der Grundlage einer Gefährdungsanalyse werden zwei unterschiedliche Versagensgeometrien für die Dreilägerbachstaumauer festgelegt. In Szenario 1 wird ein plötzliches Totalversagen der Dreilägerbachtalsperre bei bordvollem Einstau betrachtet. In Szenario 2 wird das plötzliche Versagen eines Staumauerblocks ebenfalls bei bordvollem Einstau untersucht. Für die Dreilägerbachtalsperre werden im Rahmen der Risikoanalyse mittels eines zweidimensional tiefengemittelten Finite-Elemente-Modells sowohl die Überflutungsflächen und die dazugehörigen Wasserstände als auch die Ausbreitungsgeschwindigkeiten der Flutwelle bestimmt.

2 Modellrandbedingungen

Untersuchungsgebiet

Die Dreilägerbachtalsperre befindet sich in der StädteRegion Aachen in der Gemeinde Roetgen südlich der Stadt Stolberg. Das Untersuchungsgebiet für die Überflutungsberechnungen ist in Abbildung 1 durch die schwarze Linie gekennzeichnet und erstreckt sich über eine Länge von 35 km.

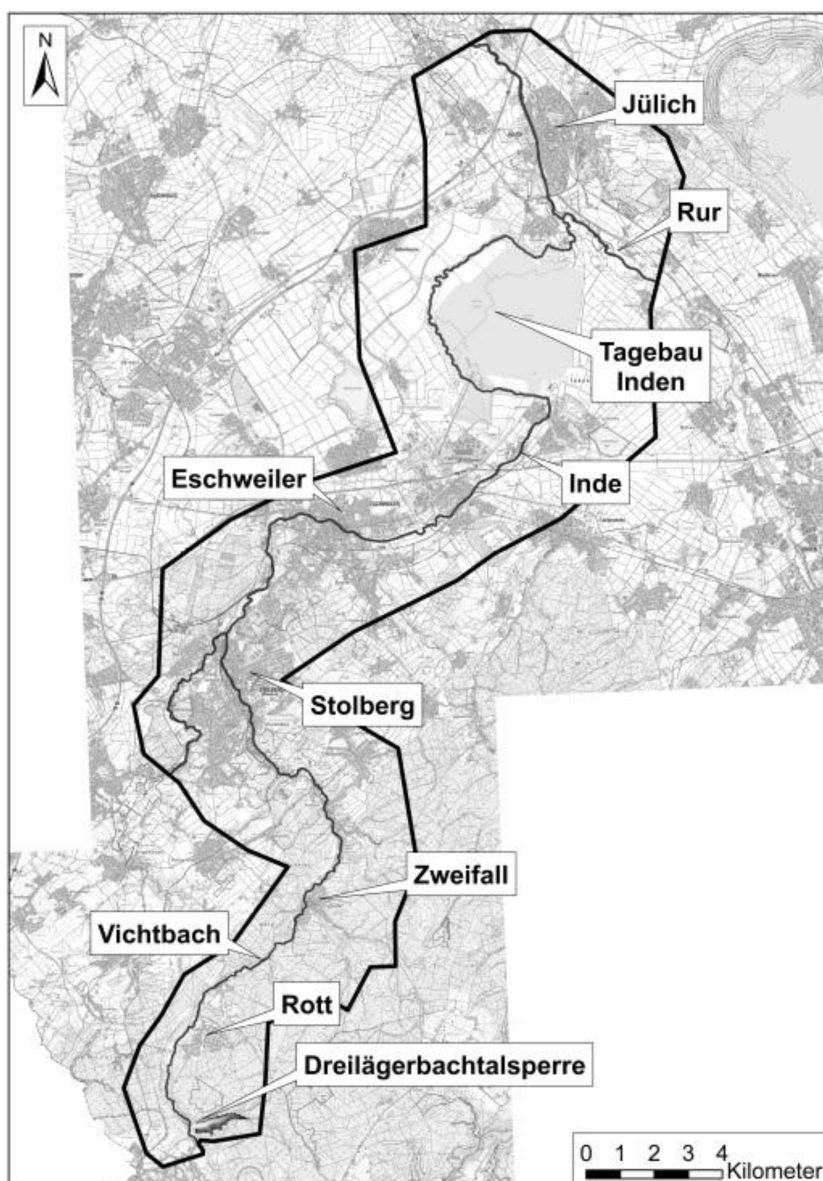


Abb. 1 Untersuchungsgebiet und Lage der Stauanlage Dreilägerbachtalsperre

Es beginnt an der Dreilägerbachtalsperre und verläuft nach Norden entlang des Vichtbachtals. Dieser fließt unter anderem durch die Ortschaften Rott, Zweifall und Stolberg, bevor er nach etwa 20 km in die Inde mündet, die nach weiteren 28 km bei Kirchberg in die Rur fließt. Die Begrenzung des Untersuchungsgebietes nach Unterstrom erfolgt etwa 3 km nördlich von Jülich.

Die Dreilägerbachtalsperre wurde 1909 als Gewichtsstaumauer errichtet. Zusätzlich wurden 1993 eine wasserseitige Vorsatzschale aus Stahlbeton sowie ein Flügeldamm als Steinschüttdamm mit Betonkerntafel ergänzt. Mit einer maximalen Stauhöhe von 30,94 m und einem Kronenstauraum von 4,198 Mio. m³ dient sie der Trink- und Brauchwasserbereitstellung. Ein Entnahmeturm mit einem Schaftdurchmesser von 3,7 m, an dem der Grundablass sowie der Betriebsauslass angeschlossen sind, befindet sich zentral vor der Staumauer. Die Hochwasserentlastungsanlage, die sich am südwestlichen Ufer des Stausees befindet, besteht aus einer Einlauftasse in Form eines festen Wehres, einer

abgedeckten Schussrinne, einem Gegenstromtosbecken vor der Einleitung in den Schleebach und einem Tosbeckenauslauf im Bereich der Schleebacheinleitung.

Die Krone der Talsperre befindet sich auf 393,00 mNN, hat eine Länge von 240 m und eine Breite von 3 m. Die Sohlbreite beträgt maximal 24,7 m (Spangenberg & Faenger, 1995). Wie in Abbildung 2 zu erkennen ist, wurde die Vorsatzschale der Staumauer in 24 jeweils 10 m breite Blöcke unterteilt.

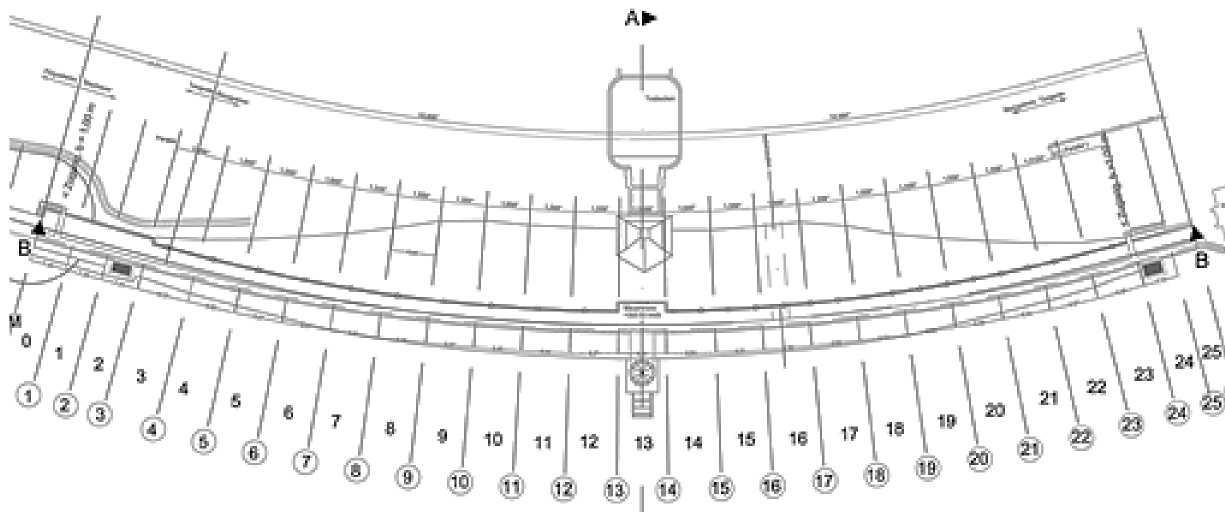


Abb. 2 Draufsicht Dreilägerbachtalsperre, Blockeinteilung (Quelle WAG)

Hydraulische Initialbedingungen

Ziel der vorliegenden Untersuchung ist die Simulation der Flutwellenausbreitung bei Versagen der Dreilägerbachtalsperre. Da der zeitliche und räumliche Bruchvorgang der Talsperre aufgrund des komplexen Staumaueraufbaus nicht eindeutig bestimmbar ist, wird in den zwei durchzuführenden Berechnungsvarianten jeweils ein plötzliches Versagen der Staumauer angenommen, wobei jeweils unterschiedliche Endbreschenbreiten angesetzt werden. Mittels dieses Ansatzes eines plötzlichen Staumauerversagens wird somit eine ungünstige Flutwellenausbreitung bestimmt. Ein simuliertes 24 stündiges Hochwasser wird mit einem Abfluss von 31,7 m³/s über die Hochwasserentlastungsanlage als hydraulische Initialbedingung abgeführt. Dieser Abfluss entspricht dem BHQ2 (HQ 10.000). Die daraus resultierenden initialen Wasserstände nach 24 Stunden Vorbefeuchtung werden im Untersuchungsgebiet für die Untersuchungsszenarien als hydraulische Initialbedingungen angesetzt. Nach dem 24 stündigen Hochwasser führen der Vichtbach und die Inde bis zum Bereich des Tagebaus Inden einen erhöhten Wasserstand im Vergleich zur Ausgangssituation. Besonders in den Ortschaften Stolberg, Eschweiler, Weisweiler und Inden treten der Vichtbach bzw. die Inde aufgrund des Hochwassers bereits über ihre Ufer.

Geometrische Randbedingungen

Die für das Szenario 1 gewählte Breschengeometrie wird an das ursprüngliche Geländeprofil angepasst. Die Durchflussfläche aufgrund der Bresche 1 beträgt bei bordvollem Abfluss von 393 mNN somit ungefähr 4.717 m².

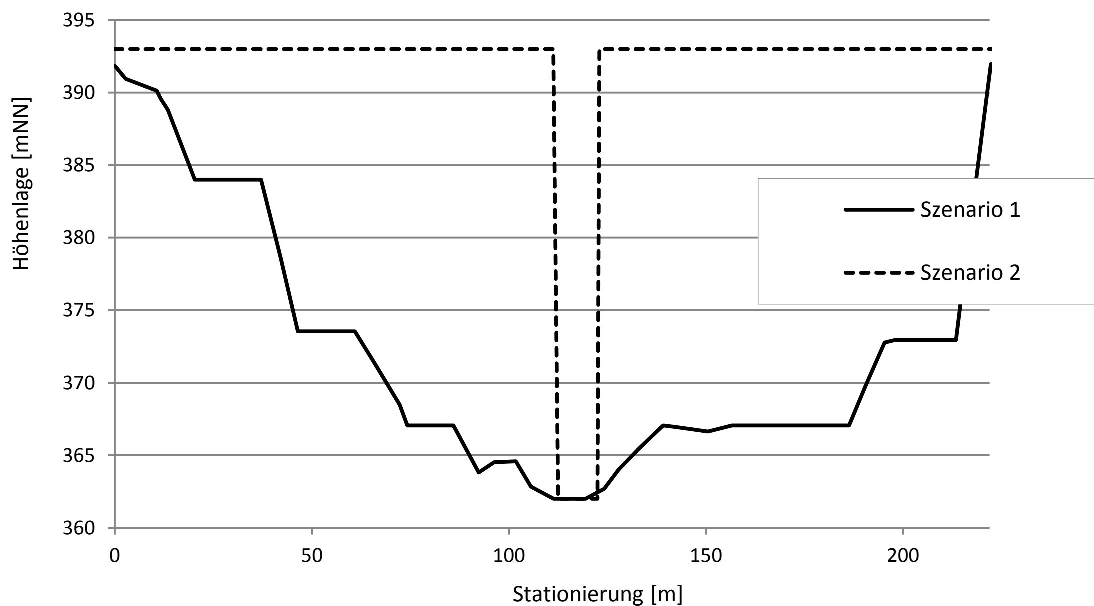


Abb. 3 Breschenlängsschnitt, Szenario 1 und Szenario 2

Um den Einfluss der Breschengeometrie auf die Überflutungsfläche, die maximalen Wasserstände und die Fließgeschwindigkeiten zu bestimmen, wird bei der zweiten Simulation im Szenario 2 eine deutlich schmalere Bresche (vgl. Abb. 3) angesetzt. Die Wahl dieser Breschengeometrie erfolgte aufgrund der Ergebnisse einer Gefährdungsanalyse (Huber et al., 2012). Die Bresche wird über die gesamte Staumauerhöhe von 32,4 m mit einer Sohlbreite von 10 m angesetzt, so dass sich eine Durchflussfläche von ca. 324 m² ergibt.

Um die maximal mögliche Ausbreitung und Geschwindigkeit der Welle zu berechnen, wird in den Anfangsbedingungen der Kronenstau von 393,00 mNN als Wasserstand angesetzt. Der Simulationszeitraum beträgt 24 Stunden, die Simulationszeitschritte Δt betragen 30 Sekunden.

Nutzungsarten im Untersuchungsgebiet

Neben den Höheninformationen des DGM 10 werden topographische Karten TK 25 zur Erfassung der unterschiedlichen Nutzungsarten im Untersuchungsgebiet herangezogen.

Es wird unterschieden in baulich geprägten Flächen, Waldflächen und in Gewässerflächen. Das übrige Gebiet wird der Nutzung als Acker- bzw. Wiesenfläche zugeordnet.

Um den Einfluss unterschiedlicher Rauheiten dieser Flächen auf die Strömung zu berücksichtigen, werden die in Köngeter & Harms (2002) angenommenen Manning- bzw. Stricklerbeiwerte entsprechend Tabelle 1 im Berechnungsmodell angesetzt.

Tab. 1 Rauheitsbeiwerte für das Modellgebiet (Köngeter & Harms, 2002)

Nutzungsart	Manningbeiwert n [s/m$^{1/3}$]	Stricklerbeiwert k_{st} [m$^{1/3}$/s]
Ackerfläche und Felder	0,030	33,33
Wälder	0,125	8,00
Wasserflächen	0,028	35,71
baulich geprägte Fläche	0,167	6,00
Stausee	0,020	50,00

Hohe Rauheiten, wie sie beispielsweise in bebauten Gebieten oder Wäldern auftreten, haben eine geringere Fließgeschwindigkeit bzw. eine höhere Fließtiefe in der Flutwelle zur Folge als weniger raue Bereiche wie Wasser- und Ackerflächen. Die Nutzungen und somit die Rauheitsbeiwerte mussten teilweise an das gewählte Berechnungsnetz angepasst werden, da einzelne Elemente deutlich gröber als die Einteilung der unterschiedlichen Nutzungsarten sind. Der daraus resultierende Einfluss auf die Flutwelle kann bei dieser Untersuchung vernachlässigt werden, da diese Anpassung hauptsächlich in den randlichen Bereichen erfolgte, in denen keine Überflutung erwartet wird. Den Bereichen, denen durch die ATKIS-Daten keine Rauheitswerte zugeordnet werden konnten, wurde der Rauheitsbeiwert für baulich geprägte Fläche zugewiesen.

Digitales Geländemodell

Das bei einem Versagensfall der Dreilägerbachtalsperre überströmte Gebiet setzt sich aus dem eng gewundenen Vichtbachtal, dem weniger eng gewundenen Indetal bis westlich der Ortschaft Eschweiler und einer anschließenden Aufweitung des Tals ab der Ortschaft Eschweiler zusammen.

Das verwendete digitale Geländemodell (DGM) wird auf Basis von Daten des Landesvermessungsamtes NRW abgebildet. Das DGM 10 beschreibt die natürliche Geländeform der Erdoberfläche durch ein regelmäßiges Punktgitter mit einer Gitterweite von 10 m. Die Höhengenauigkeit beträgt ± 0,50 m. Anhand dieser Daten erfolgt die seitliche Begrenzung des Untersuchungsgebietes.

Die Geländehöhen am Fuß der Talsperre liegen bei 361 mNN, nördlich von Jülich liegt das Gelände auf einer Höhe von 70 mNN.

Da im aktuellen DGM 10 der Wasserspiegel des Stausees und keine Daten über die Topographie des Stauraums enthalten sind, wurden Höhenangaben aus einer Beckenbefliegung extrahiert und mit den DGM 10-Daten zu einem DGM zusammengesetzt.

Abbildung 4 stellt das DGM für den Stauraum der Dreilägerbachtalsperre dar, wobei zunächst die natürliche Topographie an der Stelle der Dreilägerbachtalsperre angesetzt wurde.

Der Vergleich des Stauraumvolumens im Modell mit dem realen Stauraumvolumen ergibt mit einer Abweichung von maximal + 6,7 % eine gute Übereinstimmung. Das so erstellte Geländemodell wird auf das Finite-Elemente-Netz übertragen.

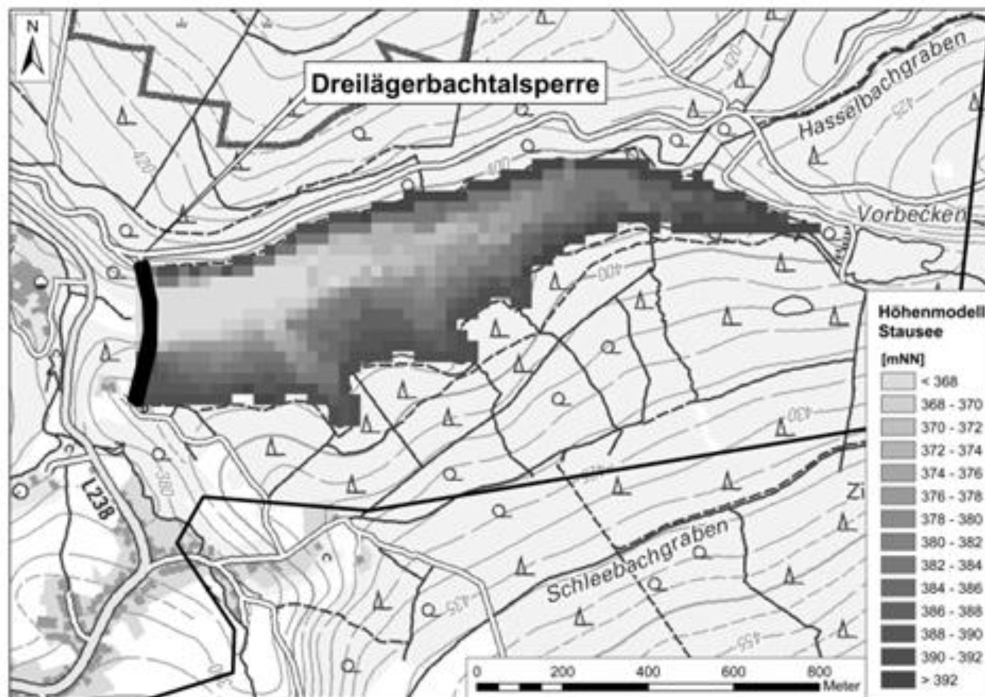


Abb. 4 Geländeprofil des Stauraums der Dreilägerbachtalsperre

3 Mathematisches Modellverfahren

In einer durch einen Talsperrenbruch initiierten Flutwelle herrscht eine hochgradig instationäre Strömung, die durch häufige Fließwechsel von Schießen zu Strömen und umgekehrt geprägt ist. Aufgrund der schnellen Überströmung von natürlichem Gelände treten außerdem hohe Froude-Zahlen in der Flutwelle auf. An den Wechselsprüngen und auch an der Front der Welle auf trockenem Untergrund treten starke Diskontinuitäten auf, die vom Modell abgebildet werden müssen.

Die Simulation der Dammbruchwelle wird mit Hilfe des Simulationsprogramms DGFlow durchgeführt. Dieses Finite-Elemente-Programm wurde am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft (IWW) der RWTH Aachen für die Berechnung von stark instationären, transkritischen Strömungen entwickelt (Schwanenberg, 2002). Die mathematische Beschreibung der Strömung basiert auf den zweidimensional tiefengemittelten Flachwassergleichungen. Durch die Annahme einer hydrostatischen Druckverteilung, einer sehr viel kleineren Geschwindigkeitskomponente in vertikaler Richtung als in horizontaler Richtung sowie eines konstanten Geschwindigkeitsprofils über die Tiefe lassen sich die zweidimensional tiefengemittelten Flachwassergleichungen aus den Navier-Stokes-Gleichungen ableiten (Köngeter & Harms, 2002):

$$\partial_t h + \partial_x(\bar{u}h) + \partial_y(\bar{v}h) = 0 \quad (1)$$

$$\begin{aligned}\partial_t(\bar{u}h) + \partial_x\left(\beta_{xx}\bar{u}^2 h + \frac{1}{2}gh^2\right) + \partial_y\left(\beta_{xy}\overline{uv}h\right) \\ = gh\left(S_{0x} - S_{fx}\right) + \frac{1}{\rho}\partial_x(h\bar{\tau}_{xx}) + \frac{1}{\rho}\partial_y\left(h\bar{\tau}_{xy}\right)\end{aligned} \quad (2)$$

$$\begin{aligned}\partial_t(\bar{v}h) + \partial_x\left(\beta_{yx}\overline{uv}h\right) + \partial_y\left(\beta_{xy}\bar{v}^2 h + \frac{1}{2}gh^2\right) \\ = gh\left(S_{0y} - S_{fy}\right) + \frac{1}{\rho}\partial_x\left(h\bar{\tau}_{xy}\right) + \frac{1}{\rho}\partial_y\left(h\bar{\tau}_{yy}\right)\end{aligned} \quad (3)$$

mit h = Fließtiefe [m], g = Erdbeschleunigung [m/s²], $ß_{ij}$ Impulskorrekturterm (hier = 1), $\bar{u}$ bzw. $\bar{v}$ = tiefengemittelte Geschwindigkeiten [m/s] in x- bzw. y-Richtung und den Quelltermen zur Berücksichtigung der Neigung und Sohlreibung $S_{0x,y}$ und $S_{fx,y}$.

Das Programm DGFlow wurde auf der Grundlage mehrerer physikalischer Modellversuche sowie des Dammbruchs von Malpasset umfassend validiert (Schwanenberg, 2002). Bei dem Bruch dieser Bogenstaumauer im Jahr 1959 wurden mehrere elektrische Transformatoren in den französischen Alpen von der Flutwelle zerstört. Da der Zeitpunkt des jeweiligen Kurzschlusses bekannt ist, konnten die Simulationsergebnisse für die Ausbreitungszeit der Welle mit diesen Daten aus der Natur verglichen werden. Mit dem Programm DGFlow wurden gute Übereinstimmungen mit den realen Daten erreicht, die vergleichbar mit denen anderer Modellierer dieses Testfalls sind (Köngeter & Harms, 2002).

Das Untersuchungsgebiet wird mit Hilfe eines unstrukturierten Dreiecksnetzes diskretisiert. Im Bereich des Vichtbachs ist eine feinere Diskretisierung als in den Randbereichen des Untersuchungsgebietes gewählt worden, da hier höhere Fließgeschwindigkeiten erwartet werden. Abbildung 5 zeigt einen Ausschnitt des Berechnungsnetzes im Bereich der Staumauer. Direkt an der Staumauer betragen die Kantenlängen der Elemente rund 10 m. Im übrigen Untersuchungsgebiet ist die Kantenlänge der Elemente je nach erwarteter Flutwellenausbreitung angepasst. In dem Randbereich liegen die Kantenlängen bei rund 100 m. Das gesamte Berechnungsnetz besteht aus 41.161 Knoten und 81.322 Elementen.

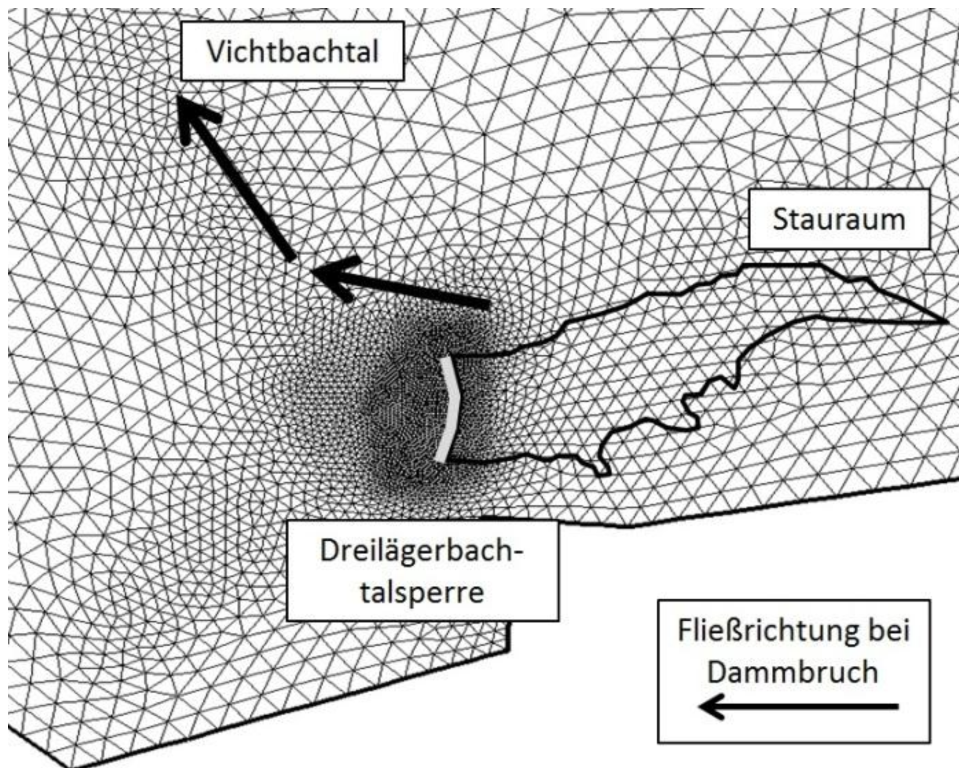


Abb. 5 Detail des Berechnungsnetzes im Bereich der Dreilägerbachtalsperre

4 Simulationsergebnisse

Durch die Simulation des plötzlichen Staumauerversagens der Dreilägerbachtalsperre kann anhand von Aufnahmen der Überflutungsfläche zu unterschiedlichen Zeitpunkten der Verlauf der Flutwelle hinreichend genau beschrieben werden. Außerdem werden die maximalen Wasserstände und Fließgeschwindigkeiten im Untersuchungsgebiet ermittelt.

Für eine Schadenspotentialanalyse ist es zusätzlich notwendig, das maximale Produkt aus der Wassertiefe und der gleichzeitig auftretenden Fließgeschwindigkeit (Schadensfaktor $h \cdot v$) in jedem Element des betrachteten Gebiets zu ermitteln. Der Schadensfaktor wird hier beispielhaft für das Szenario 1 dargestellt.

Außerdem werden die Ganglinien der Fließtiefe sowie der Fließgeschwindigkeit an ausgewählten Positionen bestimmt. Anhand dieser Informationen können die Zeitpunkte, an denen die Flutwelle bestimmte Positionen erreicht, abgeschätzt werden.

Maximaler Schadensfaktor $h \cdot v$

Für die Bestimmung des Schadenspotentials im Fall eines Staumauerbruches wird der Schadensfaktor bestimmt, der durch das Produkt aus Fließtiefe h und Fließgeschwindigkeit v beschrieben wird. Der Fließtiefe sind die hydrostatischen Schäden zuzuordnen, die Fließgeschwindigkeit ist für die dynamischen Schäden verantwortlich. Der Schadensfaktor ist daher ein Maß für die kombinierte hydrostatische und hydrodynamische Wirkung einer Überflutung. Tabelle 2 gibt eine Einschätzung der Gefährdung von Menschen aufgrund des Schadensfaktors, Tabelle 3 gibt das Schadensausmaß an Gebäuden aufgrund des Schadensfaktors an.

Tab. 2 Kriterien zur Beurteilung der Gefährdung von Menschen in fließendem Wasser (nach Huber, 2008)

Gefährdung von Menschen	**Schadensfaktor h · v [m²/s]**
Hoch: Gefährdung von Personen im Freien	> 1,0
Mittel: Gefährdung von Personen im Freien möglich, Gefährdung durch Schwemmgut u. Ä.	0,5 ≤ h · v ≤ 1,0
Gering: Personen können sich im Freien eingeschränkt, jedoch ungefährdet bewegen	≤ 0,5

Tab. 3 Kriterien zur Beurteilung der Gefährdung von Gebäuden aus Ziegel- und Mauerwerk in fließendem Wasser (nach Huber, 2008)

Schadensausmaß an Gebäuden	**Schadensfaktor h · v [m²/s]**
Totalschäden	> 7
Teilschäden, eingedrückte Fenster- und Türöffnungen	2 ≤ h · v ≤ 7
Gegenüber Schäden des hydrostatischen Einstaus sind keine zusätzlichen hydrodynamischen Schäden zu erwarten	< 2

Abbildung 6 zeigt den maximalen Schadensfaktor für das Szenario 1. Im Falle eines Versagens der Dreilägerbachstaumauer ist von einer hohen Gefährdung für Menschen im Freien und Totalschäden an Gebäuden bis zur Ortschaft Stolberg auszugehen (h · v > 7). Unterstrom von Eschweiler ist noch mit einer hohen Gefährdung von Personen im Freien zu rechnen, jedoch beschränkt sich das Schadensausmaß an Gebäuden auf Teilschäden (h · v < 7).

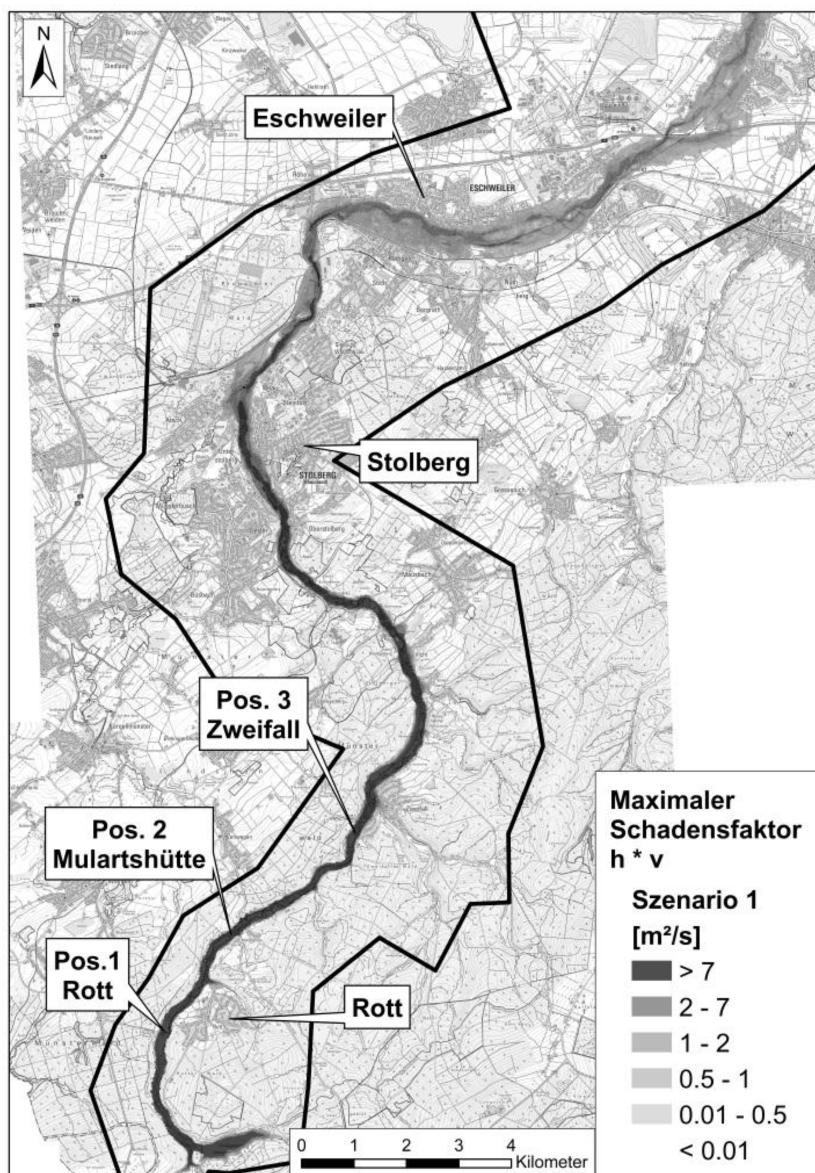


Abb. 6 Maximaler Schadensfaktor für Szenario 1 (Totalversagen)

Flutwellenverlauf an ausgewählten Positionen

Um den Einfluss des Staumauerversagens an einzelnen Positionen in der Überflutungsfläche zu bestimmen, sind Ganglinien der Fließtiefen bzw. Fließgeschwindigkeiten für acht ausgewählte Positionen erstellt worden. Betrachtet werden die Positionen, an denen der Vichtbach bzw. die Inde durch eine Ortschaft fließen. Diese Positionen sind jeweils die oberstrom liegenden Ortseingänge von Rott (Position 1), Mulartshütte (Position 2) und Zweifall (Position 3) (vgl. Abbildung 6).

Position 0 liegt am luftseitigen Fuß der Staumauer. Die Positionen 4 bis 8 sowie die Position 0 werden hier aus Gründen der Anschaulichkeit nicht dargestellt. Die durchgezogenen Linien des Diagramms in Abbildung 7 zeigen jeweils die Verläufe für Szenario 1, die gestrichelten Linien gelten für Szenario 2.

In den Ganglinien der Fließtiefen ist eine zeitliche Verzögerung der Flutwelle von Szenario 2 zu Szenario 1 von 6 bis 12 Minuten für die Positionen 1 bis 3 zu erkennen (vgl. Abbildung 7). An den Positionen 4 bis 8 tritt eine zeitliche Verzögerung der Flutwelle von Szenario 2 zu Szenario 1 von über 15 Minuten auf. An den Positionen 1 bis 5 sind die Fließtiefen in Szenario 1 deutlich größer als in Szenario 2. An den weiter stromabwärts gelegenen Positionen 6 bis 8 ist die Auswirkung der unterschiedlichen Szenarien deutlich geringer, die Fließtiefen unterscheiden sich kaum.

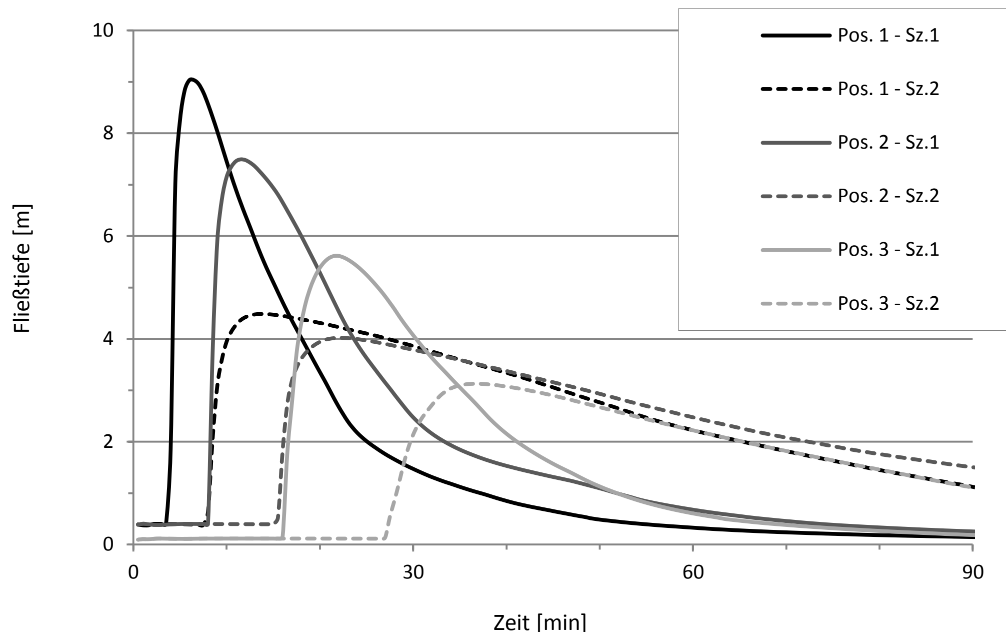


Abb. 7 Ganglinien der Fließtiefen an den Positionen 1 bis 3 für die Szenarien 1 und 2

Die Flutwelle in Szenario 1 erreicht den oberstrom gelegenen Ortseingang Mulartshütte nach 8,5 Minuten, der Ortseingang Zweifall wird nach 17 Minuten erreicht (vgl. Abbildung 7) und nach 28 Minuten trifft die Flutwelle auf den Ortseingang Vicht. In Szenario 2 erreicht die Flutwelle den oberstrom gelegenen Ortseingang Mulartshütte nach 17 Minuten, der Ortseingang Zweifall wird nach 27 Minuten erreicht (vgl. Abbildung 7) und nach 36 Minuten trifft die Flutwelle auf den Ortseingang Vicht. Aus einem Schreiben des Landkreises Aachen an den Bürgermeister von Mausbach (Stadtarchiv Stolberg) geht die Einschätzung einer Flutwellenausbreitung bei Versagen der Dreilägerbachtalsperre im Vichtbachtal aus dem Jahr 1944 hervor. Laut dieser Einschätzung erreicht die Flutwelle die Ortschaft Mulartshütte nach 6 Minuten, die Ortschaft Zweifall nach 12 Minuten und den Ortseingang Vicht nach 17 Minuten. Im Vergleich zu den damaligen Einschätzungen und den aus den Ganglinien ermittelten Zeitpunkten werden die Ortschaften nach den neuen Berechnungen für beide Szenarien insgesamt später von der Flutwelle erreicht. In der Vergangenheit wurden Flutwellenausbreitungen mit dem Ansatz nach Ritter berechnet (Ritter, 1892). Dies ist auch für die damaligen Einschätzungen anzunehmen. Ritter leitet seinen Modellansatz aus Experimenten in einer im Querschnitt rechteckigen Rinne mit waagerechter und glatter Sohle ab. Der hier beschriebenen Berechnung wurden hingegen örtlich variable Rauheiten zugrunde gelegt, die in einem präziseren Ergebnis des dynamischen Prozesses der Flutwellenausbreitung resultieren.

Schlussfolgerung

Aufgrund der Untersuchungsergebnisse wird der Einfluss der Breschengeometrie auf die Fließtiefen und Schadensfaktoren insbesondere im Bereich zwischen der Dreilägerbachtalsperre und der Stadt Stolberg deutlich. In den Bereichen nördlich von Eschweiler ist der Einfluss der Breschengeometrie auf die ermittelten Parameter vernachlässigbar.

Im nächsten Schritt des Risk Assessments sind die hier dargestellten Überflutungsdaten mit spezifischen Vermögenswerten und Schadensfunktionen zu verknüpfen, um daraus die Schadenspotentiale abzuschätzen. Besonders der Bereich des Vichtbachtals unterstrom der Kreuzung der Landesstraßen L12 und L238 zwischen Vicht und Stolberg bis zur Mündung des Vichtbachs in die Inde mit einer Vielzahl von dort ansässigen Industriebetrieben beinhaltet ein sehr hohes Schadenspotential. Die Kläranlage Weisweiler, die unmittelbar vor der Indeunterführung unter der Autobahn A4 liegt, müsste ebenfalls im Zuge des Risk Assessments gesondert betrachtet werden. Des Weiteren wäre es nötig, eine Berechnung mit der tatsächlichen Lage des Tagebaus durchzuführen. So könnte der Einfluss des Staumauerversagens auf die Überflutungsflächen, Wasserstände, Fließgeschwindigkeiten und Schadensfaktoren im Bereich unterstrom von Lamersdorf genauer untersucht werden.

Literatur

[01] Huber, N.P. (2008). Probabilistische Modellierung von Versagensprozessen bei Staudämmen. Aachen: Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen: Dissertation.

[02] Huber, N.P., Döring, R. & Lorke, S. (2012). Risikobetrachtung für die Dreilägerbachtalsperre – Gefährdungsanalyse und Modellierung der Flutwellenausbreitung bei Versagen der Dreilägerbachtalsperre. Aachen: Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen. unveröffentlicht.

[03] Köngeter, J. & Harms, M. (2002). Risk Assessment für Stauanlagen - Simulation einer Dammbruchwelle im Versagensfall einer Stauanlage. Aachen: Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen.

[04] Ritter, A. (1892, 33). Die Fortpflanzung der Wasserwelle. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, Jg. 36, pp. 947-954.

[05] Schwanenberg, D. (2002). Die Runge-Kutta-Discontinuous-Galerkin-Methode zur Lösung konvektionsdominierter tiefengemittelter Flachwasserprobleme. Aachen: Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen: Dissertation.

[06] Spangenberg, H.-D. & Faenger, B. (1995, 85). Die Dreilägerbachtalsperre. Wasserwirtschaft, pp. 390-391.

[07] Stadtarchiv Stolberg. Bestand Gessenich, Zeitraum 1943-1944, Archivnummer 512.

Anschrift der Verfasser

Ricarda Döring
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
RWTH Aachen University
Kreuzherrenstr. 7
D-52056 Aachen
E-mail: doering@iww.rwth-aachen.de

Holger Schüttrumpf
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
RWTH Aachen University
Mies-van-der-Rohe Straße 1
D-52056 Aachen

Stefanie Lorke
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
RWTH Aachen University
Kreuzherrenstr. 7
D-52056 Aachen

Nils P. Huber
Bundesanstalt für Wasserbau
Abteilung Wasserbau im Binnenbereich
Kußmaulstraße 17
D-76187 Karlsruhe

Dirk Delsemmé
Paul M. Kirch
Walter Dautzenberg
WAG Wassergewinnungs- und aufbereitungsgesellschaft Nordeifel GmbH
Filterwerk
D-52159 Roetgen

Unterschiedliche hydrodynamische Modelle zur Abbildung natürlicher Hochwasserretention

Daniel Skublics

Kurzfassung

Hochwasserschutz durch natürlichen Hochwasserrückhalt weckt große Erwartungen und wird als zeitgemäße Möglichkeit betrachtet, Hochwasserschutz und eine ökologische Aufwertung von Fließgewässern, gemäß der EU Wasserrahmenrichtlinie, zu vereinen. Die Verformung und Dämpfung von Hochwasserwellen durch die Wirkung natürlicher Überschwemmungsflächen ist allerdings sehr komplex und unterliegt dem Einfluss zahlreicher, teils ereignisabhängiger, Parameter. Um die Wirkung von Hochwasserretention richtig abzubilden, wird ein adäquates Modell benötigt, das die hydraulischen Vorgänge bei Hochwasser wiedergeben kann. Innerhalb des Bereiches der 2d-hydrodynamischen Modellierung gibt es eine Vielzahl angewandter Verfahren und unterschiedliche Programme. Dieser Artikel beschreibt einige kommerzielle und nicht-kommerzielle 2d-hydrodynamische Softwareprodukte und stellt knapp ihre Eigenschaften dar. Zudem wird versucht, erzielbare Berechnungsgeschwindigkeiten zu vergleichen. Dabei werden aufgrund unterschiedlicher Programmphilosophien und Randbedingungen oftmals Grenzen erreicht.

1 Einleitung

Innerhalb der Fachwelt herrscht grundsätzlich Einigkeit darüber, dass ein geeigneter Modellansatz für die Darstellung von natürlicher Hochwasserretention und die daraus resultierende Verformung von Hochwasserwellen die 2d-Hydrodynamik ist (Fischer 2008). Trotz dieser Tatsache werden auf diesem Gebiet - vor allem bei großräumigen Untersuchungen - Berechnungen oft mit hydrologischen oder 1-d hydrodynamischen Modellen durchgeführt. Das führt oftmals zu einer Überbewertung der untersuchten Maßnahmen des Hochwasserschutzes durch natürlichen Hochwasserrückhalt (Marenbach 2002).

Hochwasserretention ist definiert als die Abminderung und Verzögerung einer Hochwasserwelle durch den Rückhalteeffekt natürlicher Gegebenheiten (natürliche Hochwasserretention) und künstlicher Maßnahmen (künstliche Hochwasserretention). Natürliche Hochwasserretention beginnt also dann, wenn der bordvolle Abfluss überschritten wird und Überflutungen auftreten. Durch die unterschiedlichen Fließgeschwindigkeiten zwischen Flussschlauch und Vorland wird die Hochwasserwelle entzerrt, verzögert und unterschiedlich stark gedämpft (siehe Abb. 1).

Die Verzögerung und Dämpfung der Hochwasserwelle wird durch eine Vielzahl an Parametern beeinflusst, wie z.B. dem Gefälle, der Rauigkeit im Vorland und dem Verhältnis des Retentionsvolumens zur Hochwasserfülle. Zudem ist natürliche Hochwasserretention stark ereignisabhängig. Die stärkste Reduktion des Hochwasserscheitels tritt bei Abflüssen auf, die den borvollen Abfluss nur leicht überschreiten. Bei weiter ansteigenden Abflüssen geht die Wirkung wieder zurück. Bei extremen Hochwasserereignissen (>HQ_{100}) und in Bereichen in denen Ausuferungen bereits bei Abflüssen geringer Jährlichkeit (z.B. $HQ_{5\text{-}10}$)

beginnen, geht die Wirkung der natürlichen Hochwasserretention gegen Null (Skublics et al. 2009, Haider 1994).

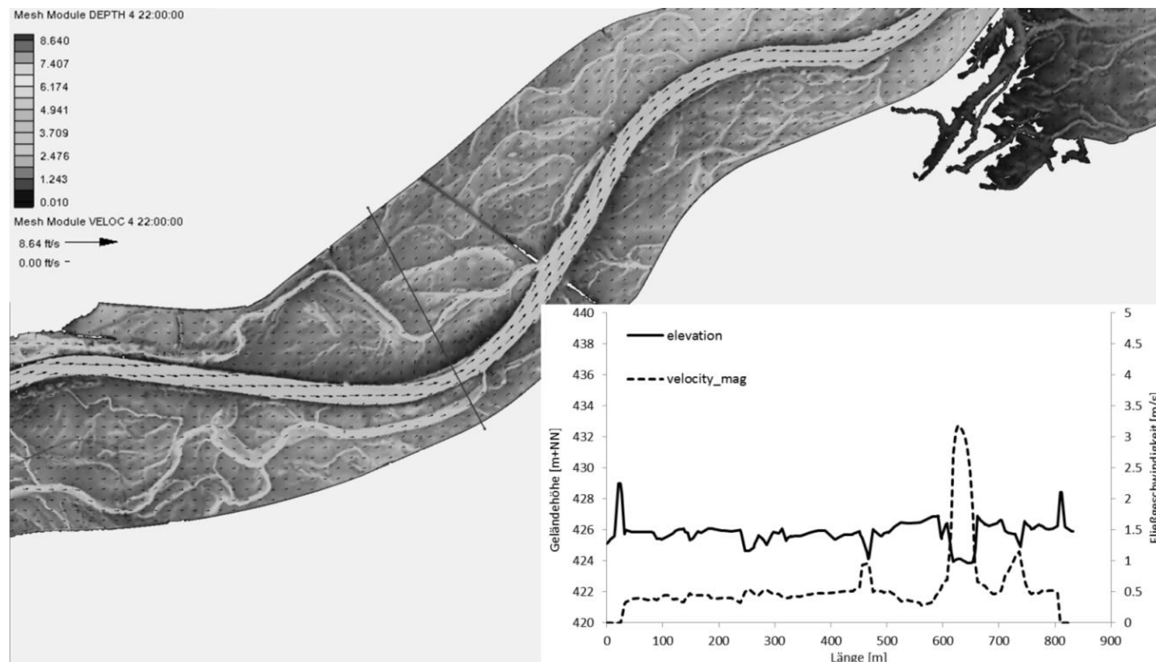


Abb. 1 Flussabschnitt mit überfluteten Vorländern; Fließgeschwindigkeitsunterschiede zwischen Vorland und Hauptgerinne.

Diese komplexen Prozesse und Zusammenhänge können von hydrologischen oder 1-d hydrodynamischen Modellen nur unzureichend wiedergegeben werden. Zweidimensionale hydrodynamische Modelle liefern in diesem Fall ein ausgeglichenes Verhältnis zwischen Berechnungsaufwand und Güte der Ergebnisse.

Es existiert eine Vielzahl unterschiedlicher kommerzieller und nicht-kommerzieller Programme zur 2-d hydrodynamischen Modellierung. Die meisten verwenden zur Simulation der Fließprozesse die tiefengemittelten Flachwassergleichungen unter der Annahme einer hydrostatischen Druckverteilung. Unterschiede bestehen jedoch häufig in den numerischen Lösungsverfahren sowie in der Methode der räumlichen und zeitlichen Diskretisierung. Außerdem unterscheiden sich oft die „Default-Einstellung“ und Editierbarkeit vieler Parameter. Das macht die Vergleichbarkeit der Programme hinsichtlich der ermittelten Ergebnisse oft relativ schwer. Die meisten Programme weisen allerdings in einem speziellen Anwendungsgebiet Vorteile auf und haben somit auch ihre Berechtigung.

Um für die vorliegende Problematik, die großräumige Modellierung von Hochwasserwellenverformungen, ein geeignetes Programm zu finden, wurden Vergleichsberechnungen durchgeführt. Das Haupt-Augenmerk lag dabei auf den erzielbaren Berechnungszeiten.

2 Methodik

Berechnungsnetze

Für die Untersuchungen wurden zwei verschiedene Berechnungsnetze verwendet, die für das Programm Hydro_AS-2d erstellt wurden. Hydro_AS-2d wird bayernweit seitens der

Wasserwirtschaft sehr häufig verwendet. Das kleinere Berechnungsnetz (Netz_1) wurde für die Berechnung von Hochwasserwellenausbreitung und –verformung am Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München erstellt. Es erstreck sich über 11,5 Flusskilometer und ist aus 45.526 Elementen und 23.297 Knoten aufgebaut (siehe Abb. 2 links). Das zweite Berechnungsnetz (Netz_2) wurde für die Überflutungsgebietskartierung erstellt und ist daher viel detaillierter. Es erstreckt sich über ca. 15 Flusskilometer und enthält 1.239.796 Elemente und 627.624 Knoten (siehe Abb. 2 rechts). Beide Netze bestehen aus unstrukturierten Dreiecks- und Vierecks-Elementen, wodurch eine gute Abbildung des Geländes durch das Berechnungsnetz möglich ist.

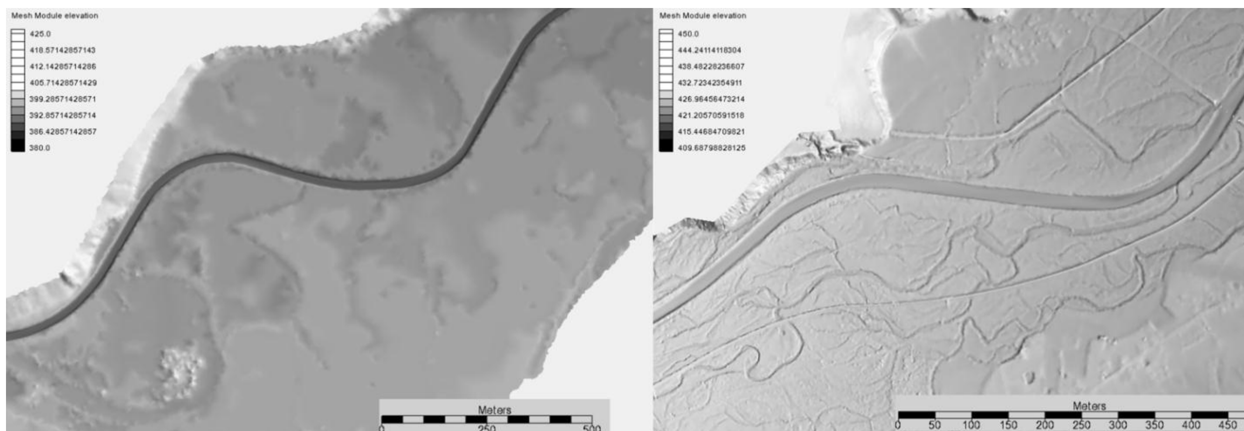


Abb. 2 Verwendete Berechnungsnetze; links Netz_1 (45.526 Elemente, 23.297 Knoten), rechts Netz_2 (1.239.796 Elemente, 627.624 Knoten).

Bei der Erstellung von Netz_1 war die großräumige Abbildung der Hochwasserwellenverformung durch Ausuferungen die wichtigste Zielgröße. Aus diesem Grund ist die Wiedergabe der exakten Überflutungsgebietsgrenzen sekundär und die Auflösung des Geländes kann gröber gewählt werden. Bei expliziten Zeitschrittverfahren hängt der mögliche Berechnungszeitschritt (Δt) direkt von der Größe der Berechnungselemente bzw. der Länge einer Elementkante ab (siehe Formel 1) (Nujic 2006).

$$\Delta t \leq \min \frac{\Delta L}{|v| + \sqrt{gh}} \qquad (1)$$

(mit ΔL = charakteristische Länge und $|v|$ Komponentenvektor der tiefengemittelten Geschwindigkeit in Richtung der Elementkante).

Somit sind durch das gröbere Netz größere Berechnungszeitschritte und dadurch eine geringere Berechnungszeit möglich.

Das Netz_2 dagegen wurde für die Ermittlung und Festlegung von Überflutungsgebieten erstellt. Es ist daher räumlich viel höher aufgelöst, wodurch die Topographie wesentlich detaillierter abgebildet wird. Die Kalibrierung dieses Berechnungsnetzes erfolgte stationär auf gemessene Wasserstände. Durch die hohe räumliche Auflösung von Netz_2 und durch die manuelle Integration von z.B. Bauwerksdaten oder Deichkronen, ist die Qualität dieses Netzes bezüglich der Form der Berechnungselemente gut. Im Gegensatz zu Netz_1 beinhaltet es anteilsmäßig weniger Elemente mit sehr stumpfen bzw. sehr spitzen Winkel (siehe Abb. 3 links). Im Gegensatz dazu ist die Fläche der Elemente von Netz_2 um eine ganze Größenordnung kleiner als von Netz_1.

Die mittlere Elementfläche des Netzes_2 liegt bei ca. 30 m^2 und bei Netz_1 bei ca. 450 m^2. Abbildung 3 zeigt diesen Umstand auf der rechten Seite (Achsen logarithmiert). Die Fläche der Elemente hat direkten Einfluss auf die Kantenlängen und damit auf den maximal möglichen Berechnungszeitschritt aufgrund des Courant-Friedrichs-Lewy Stabilitätskriterium (siehe Formel 1).

Die beschriebenen Berechnungsnetze wurden, soweit möglich, direkt für die Simulation eines synthetischen Hochwasserereignisses mit den unterschiedlichen Programmen verwendet.

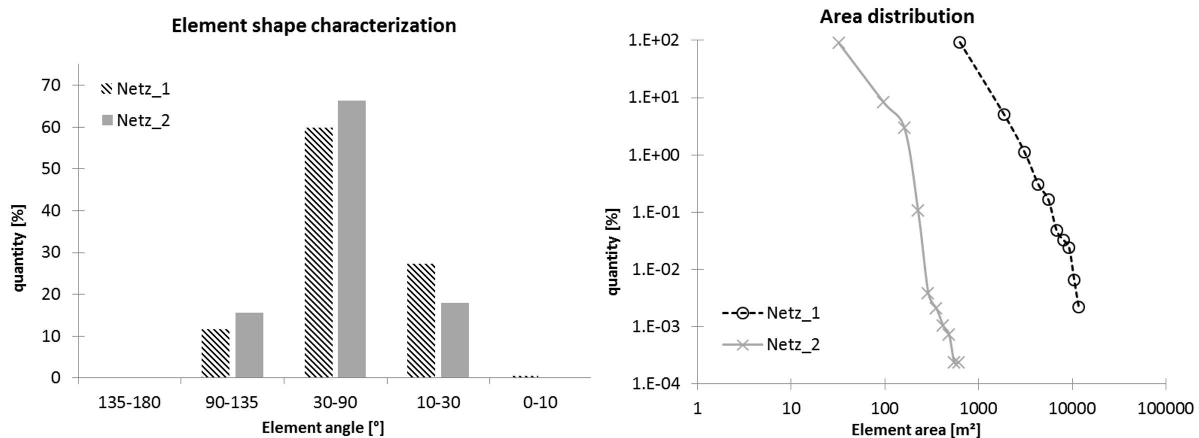


Abb. 3 Vergleich der verwendeten Berechnungsnetze hinsichtlich ihrer Form (links) und der Elementfläche (rechts)

Programme

Das Programm Hydro_AS-2d wurde von Dr. M. Nujic entwickelt und wird seitens der bayerischen Wasserwirtschaftsverwaltung für zahlreiche Fragestellungen verwendet. Hydro_AS-2d löst die 2d-tiefengemittelten Flachwassergleichungen unter der Annahme einer hydrostatischen Druckverteilung. Für die räumliche Diskretisierung wird das Finites-Volumen Verfahren angewendet. Die zeitliche Diskretisierung erfolgt nach der expliziten Rounge-Kutta-Methode (Nujic 2006). Das Berechnungsnetz für Hydro_AS-2d wird mit dem Pre- und Postprozessor SMS (**S**urface Water **M**odeling **S**ystem) erzeugt. Es besteht aus unstrukturierten Dreiecks- und Vierecks-Elementen und wird im ASCII-Format als *.2dm ausgegeben. Hydro_AS-2d ist ein kommerzielles Programm und weist vergleichsweise wenig Einstellungsmöglichkeiten der verwendeten Parameter auf. Für weitere Informationen zu Hydro_AS-2d sei an dieser Stelle auf das Handbuch verwiesen.

Das Programm Basement wurde an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich entwickelt. Es beinhaltet sowohl einen 1d-hydrodynamischen Code „BASEchain“, als auch einen 2d-hydrodynamischen Code „BASEplain“. Auch Basement verwendet die tiefengemittelten Flachwassergleichungen und eine Finite-Volumen Methode. Basement verwendet ebenso wie Hydro_AS-2d mittels SMS erstellte Berechnungsnetze. Die Definition von Randbedingungen und anderen für die Simulation benötigten Parametern erfolgt aber über eine eigne Benutzeroberfläche, die direkt ein „Command_File“ ansteuert. Das Programm kann neben der sehr umfangreichen Dokumentation kostenlos unter: „http://www.basement.ethz.ch/“ heruntergeladen werden.

Neben hydraulischen Fragestellungen lassen sich mit Basement auch morphologische Untersuchungen durchführen (Vetsch et al. 2005).

Telemac-2d ist eine Open Source Hydrodynamik Software, die vom Laboratoire Nationale d'Hydraulique der EdF entwickelt wurde. Das Programm wird hauptsächlich in der französischen Wasserwirtschaft verwendet, aber auch in Deutschland, beispielsweise von der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW). Telemac-2d löst die tiefengemittelten Flachwassergleichungen mit Hilfe eines Finite-Element Verfahrens. Auch Telemac verwendet unstrukturierte Berechnungsnetze allerdings in einem binären Format (selafin-Format). Diese Berechnungsnetze können über die kostenlose Software BLUE KENUE (National Research Council Canada) erstellt werden. Die Software bietet eine Vielzahl an Einstellungsmöglichkeiten und kann über Sub-Rutinen oder direkt über den Quellcode modifiziert werden (EF-R&D 2010, Willnhammer 2011).

CCHE2D wird von dem National Center for Computational Hydroscience and Engineering der Universität Mississippi kostenlos zur Verfügung gestellt. Die Software beinhaltet neben einer Benutzeroberfläche auch einen Netzgenerator. CCHE2D löst ebenfalls die tiefengemittelten Flachwassergleichungen mit Hilfe eines Finiten-Element Verfahrens. Das Berechnungsnetz für CCHE2D muss allerdings als strukturiertes, nicht orthogonales Gitter vorliegen. Aus diesem Grund konnten für die Berechnungen nicht die originalen Netze verwendet werden. Im CCHE_Mesh Generator kann ein solches Berechnungsnetz erzeugt werden und darauf die Geländehöhen aus den Originalnetzen interpoliert werden (Zhang 2006).

3 Ergebnisse

An den für Hydro_AS-2d erstellten Netzen wurden so wenig Änderungen wie möglich vorgenommen. Lediglich die Zwischenrandbedingungen wurden aus den Modellen entfernt, um eine möglichst gute Vergleichbarkeit herzustellen. Anschließend wurden die Berechnungsnetze mit synthetisch erzeugten Hochwasserganglinien beaufschlagt. Die Berechnungen wurden bis auf einige Zusatzuntersuchungen auf einer 6 kernigen Numerik Workstation mit einem i7 980X Prozessor, der auf 3.99 GHz übertaktet wurde. Ausgewertet wurden die Gesamtberechnungszeiten bei unterschiedlichen Parallelisierungen. Die ermittelten Ergebnisse verstehen sich aufgrund der vielen getroffenen Annahmen allerdings als grobe Anhaltswerte.

Hydo_AS-2d

Da das Netz_1 teilweise sehr große Elemente aufweist wurden vorab Untersuchungen zur Netzunabhängigkeit der Lösung an einem verfeinerten Netz durchgeführt. Das gesamte Berechnungsnetz wurde hierfür mit Hilfe der „refine-Funktion“ in SMS verfeinert und nach der Durchführung der Berechnung die Hochwasserganglinie am Ende des Berechnungsgebietes ausgewertet und verglichen.

In Abbildung 4 sind die Ausflussganglinien von Netz_1 und Netz_1_verfeinert sowie die Zuflussganglinie dargestellt. Außerdem ist die Differenz der beiden Ausflussganglinien auf der Sekundärachse aufgetragen. Es wird dadurch ersichtlich, dass die Lösung nicht komplett netzunabhängig ist, aber bezüglich der Fragestellungen eine ausreichende Genauigkeit erreicht wurde.

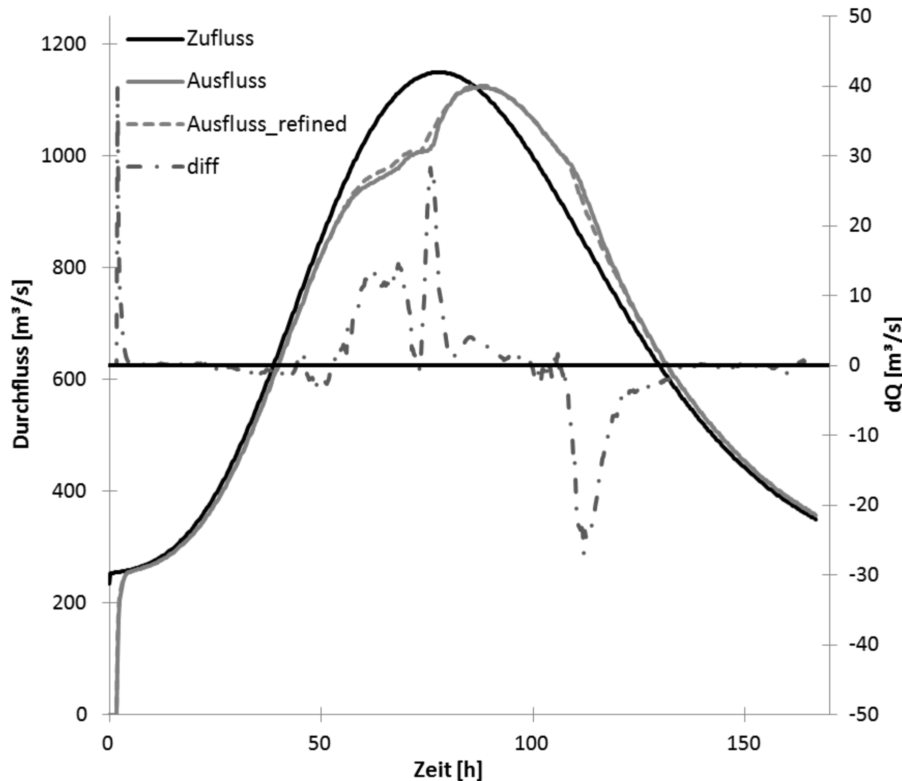


Abb. 4 Überprüfung der Netzunabhängigkeit mit Hilfe eines verfeinerten Netzes.

Zur Überprüfung der Rechengeschwindigkeiten wurden Berechnungen auf einem, zwei, drei und vier Prozessorkernen durchgeführt. Bei der Verwendung von weiteren Prozessorkernen wurde keine weitere Beschleunigung erzielt. Zusätzlich wurden Berechnungen mit einem 4 kernigen i7 2300k Prozessor durchgeführt, der auf 4,9 GHz hochgetaktet wurde.

In Abbildung 5 sind die erzielten Berechnungszeiten für beide Berechnungsnetze auf der linken Seite und auf der rechten Seite ist der erzielte „Speedup“ durch die Parallelisierung dargestellt. Der „Speedup“ ist dabei definiert, als die Berechnungszeit auf einem Kern geteilt durch die Berechnungszeit auf entsprechend mehreren Kernen. Der theoretische Idealfall ist zusätzlich als gestrichelte Linie abgebildet.

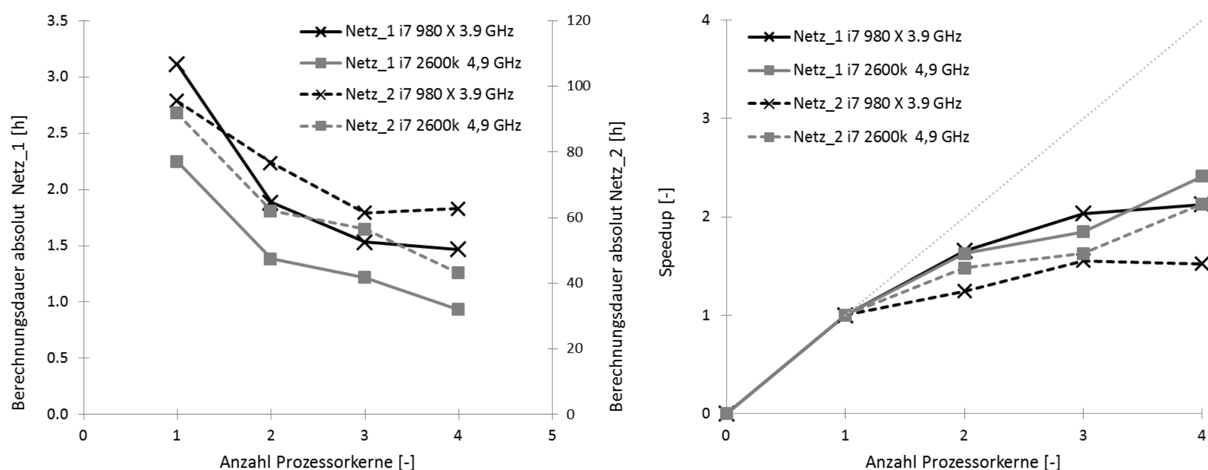


Abb. 5 Ermittelte Berechnungsdauer links und erzielter “Speedup” rechts, mit Hydro_AS-2d; Netz_1 und Netz_2; i7 980 X 3,9 GHz und i7 2300k 4,9 GHz.

Die Berechnungszeiten können durch die Parallelisierung verringert werden, allerdings liegt der erzielte „Speedup“ weit von dem theoretischen Idealfall entfernt. Interessanterweise wird die Berechnung auf dem 4 Kerner zwischen drei und vier verwendeten Prozessorkernen noch beschleunigt, wohingegen dies beim 6 Kerner nicht mehr der Fall ist.

Basement BASEPlane

Das Programm Basement BASEPlane kann theoretisch auf beliebig vielen Prozessorkernen ausgeführt werden. Die Rechenbeschleunigung lässt allerdings bei der Berechnung von Netz_1 ab 4 Kernen stark nach (vgl. Abb. 6 rechts). Bei der Berechnung mit dem größeren Netz (Netz_2) kam es aufgrund von Fehlermeldungen bezüglich der Netzqualität zum Absturz des Programms. Eine Anpassung von Netz_2 wurde aber, aufgrund der relativ hohen absoluten Rechenzeiten bei Netz_1, nicht vorgenommen. Auf der linken Seite der Abbildung 6 ist die absolute Berechnungsdauer der Berechnung mit Basement dargestellt. Vergleichend sind die erzielten Berechnungszeiten mit Hydro_AS-2d abgebildet.

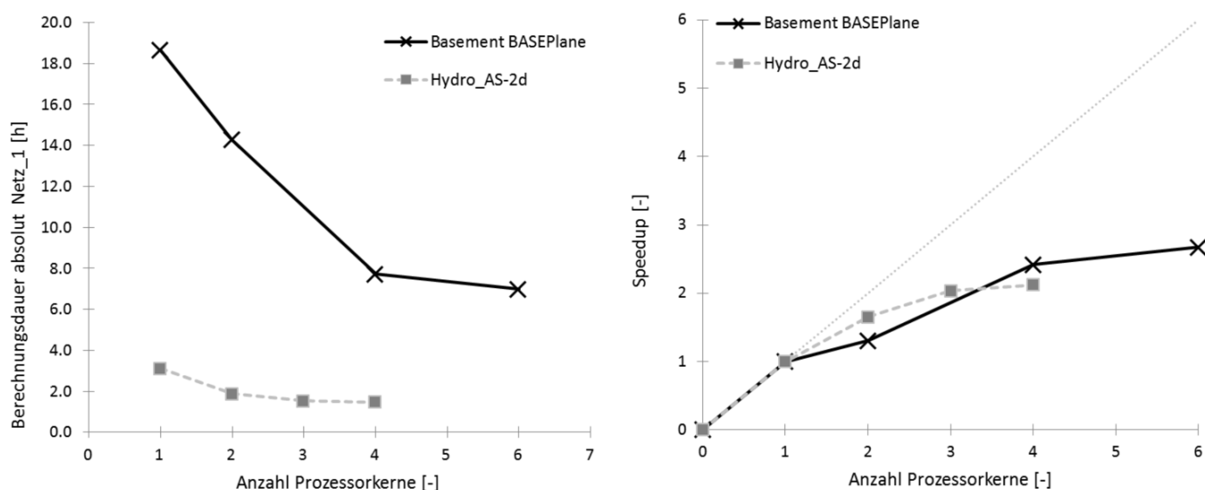


Abb. 6 Ermittelte Berechnungsdauer links und erzielter “Speedup” rechts, mit Basement; Netz_1; i7 980 X 3,9 GHz.

Telemac-2d

Für die Berechnung mit Telemac-2d wurde eine vorkompilierte Version verwendet. Theoretisch sollten mit dieser Version auch parallelisierte Berechnungen möglich sein. Untersuchungen zeigen, dass mit Telemac-2d eine nahezu grenzenlose Parallelisierung (16.384 Kerne) großer Berechnungsgebiete (200 Mio. Elemente) bei gutem „Speedup“ möglich ist (Moulinec et al.).

Während diesen Untersuchungen ist es aufgrund der mpi Implementierung nicht gelungen Telemac-2d parallel zu betreiben. Zur Ermittlung der Rechendauer wurden daher lediglich Berechnungen auf einem Prozessorkern durchgeführt. Die Ergebnisse für Netz_1 zeigen, dass die erzielte Berechnungsdauer mit Telemac-2d um ein vielfaches höher lag als mit Hydro_AS-2d (siehe Abb. 7). Die Berechnung mit Netz_2 ist nach 407.230 von 1.206.000 Simulationssekunden bei einer Berechnungsdauer von 452,4 Stunden abgebrochen. An dieser Stelle ist noch zu erwähnen, dass im Programm Telemac-2d zahlreiche Einstellungsmöglichkeiten vorhanden sind, die Berechnungszeiten noch reduzieren können,

aber für diese Untersuchungen nicht ausgeschöpft wurden. Daher kann hier nur von einer Abschätzung der Berechnungsdauer gesprochen werden.

CCHE2D

CCHE2D verwendet für die Berechnung ein strukturiertes, nicht orthogonales Gitter. Mit einem solchen Berechnungsnetz ist es schwieriger die Topographie exakt abzubilden. Um eine Vergleichbarkeit herstellen zu können, wurden für die Berechnungen mit CCHE2D, auf der Basis von Netz_1 zwei Rechennetze erstellt. Das eine Netz (Netz_CCHE2D_vereinfacht) enthält ebenso viele Berechnungsknoten wie das Netz_1, das andere Netz (Netz_CCHE2D_äquivalent) weist eine höhere Auflösung auf bildet aber die Topographie ähnlich gut ab wie das unstrukturierte Netz_1. Aufgrund dieser Annahmen kann nur noch von einer Abschätzung der Berechnungsdauer gesprochen werden.

Die Berechnungen mit CCHE2D können nur auf einem Prozessorkern durchgeführt werden. Das Netz_CCHE2D_vereinfacht weist mit 4,22 h eine absolute Berechnungsdauer auf, die nur wenig über den Ergebnissen mit Hydro_AS-2d liegt (siehe Abb. 7). Das Netz_CCHE2D_äquivalent liegt allerdings mit einer Berechnungsdauer von 194,45 h um einige Größenordnungen darüber (siehe Abb. 7). Aus diesem Grund wurde von einer Untersuchung mit Netz_2 und CCHE2D abgesehen.

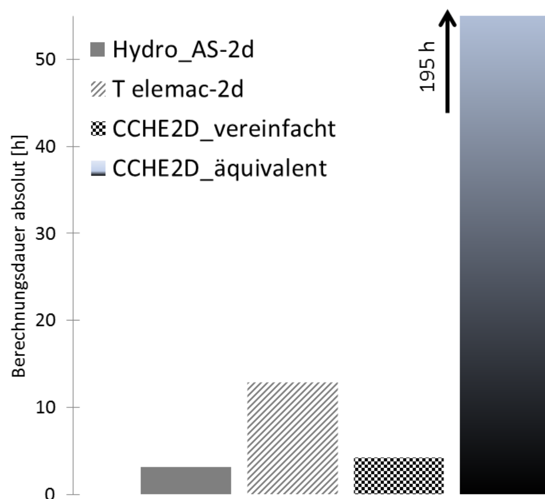


Abb. 7 Abschätzung der Berechnungsdauer für die Programme Telemac-2d und CCHE2D

4 Zusammenfassung

Für die großräumige 2d-hydrodynamische Berechnung von Hochwasserwellenausbreitung und Hochwasserwellenverformung spielt die benötigte Berechnungsdauer eine wichtige Rolle. Es existieren in diesem Bereich zahlreiche Programme, die teilweise sehr unterschiedlich aufgebaut sind und daher auch unterschiedliche Präferenzen aufweisen. Im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen wurde dennoch versucht, die jeweilig benötigte Berechnungsdauer für eine Hochwassersimulation auszuwerten. Die ermittelten Ergebnisse sind als grobe Anhaltswerte zu sehen. Zusätzlich wurde der erzielte „Speedup“ durch Parallelisierung ermittelt.

Die Auswahl an 2d-hydrodynamischen Programmen ist bei Weitem noch nicht vollständig. Beispielhaft könnten an dieser Stelle noch MIKE 21 von DHI, SOBEK von Deltares und weitere genannt werden.

Literatur

[01] EF-R&D (2010): Telemac modeling system, 2D hydrodynamics TELEMAC-2D software, Version 6.0, User Manual

[02] Fischer M. (2008): Ungesteuerte und gesteuerte Retention entlang von Fließgewässern, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Heft Nr. 119

[03] Haider St. (1994): Die Retentionswirkung von Vorlandüberflutungen und ihre Abschätzung. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft, 46 (7/8).

[04] Marenbach B. (2002): Der Beitrag naturnaher Retentionsmaßnahmen in den Talauen zur Hochwasserdämpfung, Berichte des Fachgebiets Wasserbau und Wasserwirtschaft der Universität Kaiserslautern, Heft Nr. 13

[05] Moulinec C., Audouin Y., Sunderland A. (-): Optimizing TELEMAC-2D for Large-scale Flood Simulations, Partnership for Advanced Computing in Europe, www.prace-ri.eu

[06] Nujic M. (2006): Hydro_AS-2d, Ein zweidimensionales Strömungsmodell für die wasserwirtschaftliche Praxis, Benutzerhandbuch

[07] Skublics D., Fischer M., Rutschmann P. (2009): Numerical Investigation on Natural Flood Retention at the Bavarian Danube. – In: Water Engineering for a Sustainable Environment. Proc. of the 33. IAHR Congress Vancouver, Canada

[08] Vetsch D., Fäh R., Farshi D., Müller R., Minor H.-E. (2005): Basement – System manuals: user, reference and development. VAW/ETH Zürich

[09] Willnhammer A. (2011): Untersuchung zu Open Source 2D-Strömungsmodellen, Projektarbeit am Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU-München, unveröffentlicht

[10] Zhang Y (2006): CCHE User's Manual – Version 3.0, National Center for Computational Hydroscience and Engineering, The University of Mississippi

Anschrift des Verfassers

Daniel Skublics
Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Technische Universität München
Arcisstraße 21
D-80333 München
E-mail: d.skublics@bv.tum.de

Projektierung einer Wasserkraftanlage am oberen Sambesi, Afrika

Daniel Stolz, Prof. Dr. -Ing. Silke Wieprecht, PD Dr.-Ing. Walter Marx

Zusammenfassung

Der Beitrag behandelt die grundlegende Konzeption einer Niederdruck-Wasserkraftanlage im Nordwesten Sambias. Dabei werden die Notwendigkeit des Baus aufgrund der aktuellen Stromsituation und die vorhandenen hydrologischen, topografischen und sozialen Randbedingungen diskutiert. Die Anlage soll vorerst der lokalen Stromversorgung, aber zukunftsweisend auch zur Einspeisung ins Landesstromnetz dienen. Um diesem Anspruch bei gleichzeitiger Wirtschaftlichkeit gerecht zu werden, wird ein Ausbau in mehreren Ausbaustufen vorgeschlagen. Des Weiteren werden die Verfügbarkeit von Baumaterialen vor Ort und Besonderheiten, die sich bei Arbeiten am Projektstandort ergeben haben beschrieben. Auf Grundlage einer Variantenuntersuchung, werden ein geeignetes Sperrbauwerk und Krafthaus vorgestellt.

1 Einleitung

In Sambia bestehen vor allem in den ländlichen Gebieten Defizite in der flächendeckenden Versorgung mit Lebensmitteln, medizinischen Einrichtungen und Energie. Um diese Umstände zu verbessern, ist eine weitere Entwicklung des Landes anzustreben. Einen wesentlichen Beitrag dazu leistet der Ausbau der Infrastruktur. Eine besonders wichtige Rolle wird dabei der Energieversorgung zugeschrieben. Sambia verfügt über ausreichende Wasserresourcen für die Stromgewinnung aus Wasserkraft. Für den potentiellen Standort Chavuma soll ein geeignetes Konzept zur Wasserkraftnutzung entwickelt werden, das sowohl den Ansprüchen der Stromgewinnung als auch der Ökologie und den menschlich-sozialen Faktoren gerecht wird. Aufgrund begrenzter finanzieller Mittel und einer beschränkten Verfügbarkeit von Baumaschinen und damit verbundenen Bauverfahren ist besonders auf den Aspekt der Herstellung zu achten.

2 Randbedingungen

Stromsituation

In Sambia stammt der größte Anteil der Stromerzeugung aus Wasserkraft (ca. 99 %). Als Betreiber des Landesnetzes und aller wichtiger Kraftwerke (s. Tabelle 1) beherrscht die Zambia Electricity Cooperation (ZESCO) den Strommarkt.

Der durchschnittliche Strompreis beträgt für den Endverbraucher gerade einmal 0,03 €/kWh (Stand 2009). Großabnehmer genießen als Investitionsanreiz teilweise noch günstigere Tarife. Das macht den Strom für viele bezahlbar, die Produktion jedoch unwirtschaftlich. Dadurch stehen nicht genügend Finanzmittel für eine Infrastruktur zur Verfügung, die den Strom auch flächendeckend den ländlichen Regionen des Landes verfügbar macht.

Tab. 1 Übersicht über die größten Wasserkraftanlagen des Landes, nach ZESCO

Standort	Leistung	Fluss	Speicher	Baujahr
Kafue Schlucht	**900 MW**	Kafue	Itezhi-Tezi Damm	1973
Kariba Nord	**600 MW**	Sambesi	Kariba Damm	1962
Viktoriafälle	**108 MW**	Sambesi	kein Speicher	
Einheit A	8 MW			1938
Einheit B	60 MW			1969
Einheit C	40 MW			1972

Hauptsächlich die Industriestädte entlang des sogenannten Kupfergürtels sind an das Landesnetz angeschlossen, während der größte Rest des Landes unerschlossen ist (siehe Abbildung 1). Während in urbanen Gegenden ein Elektrifizierungsgrad von 50 % herrscht, sind es in ländlichen Gegenden gerade einmal 2 % (Dragotto, 2006). Gerade hier wird für medizinische Einrichtungen und Bewässerungspumpen dringend Strom benötigt.

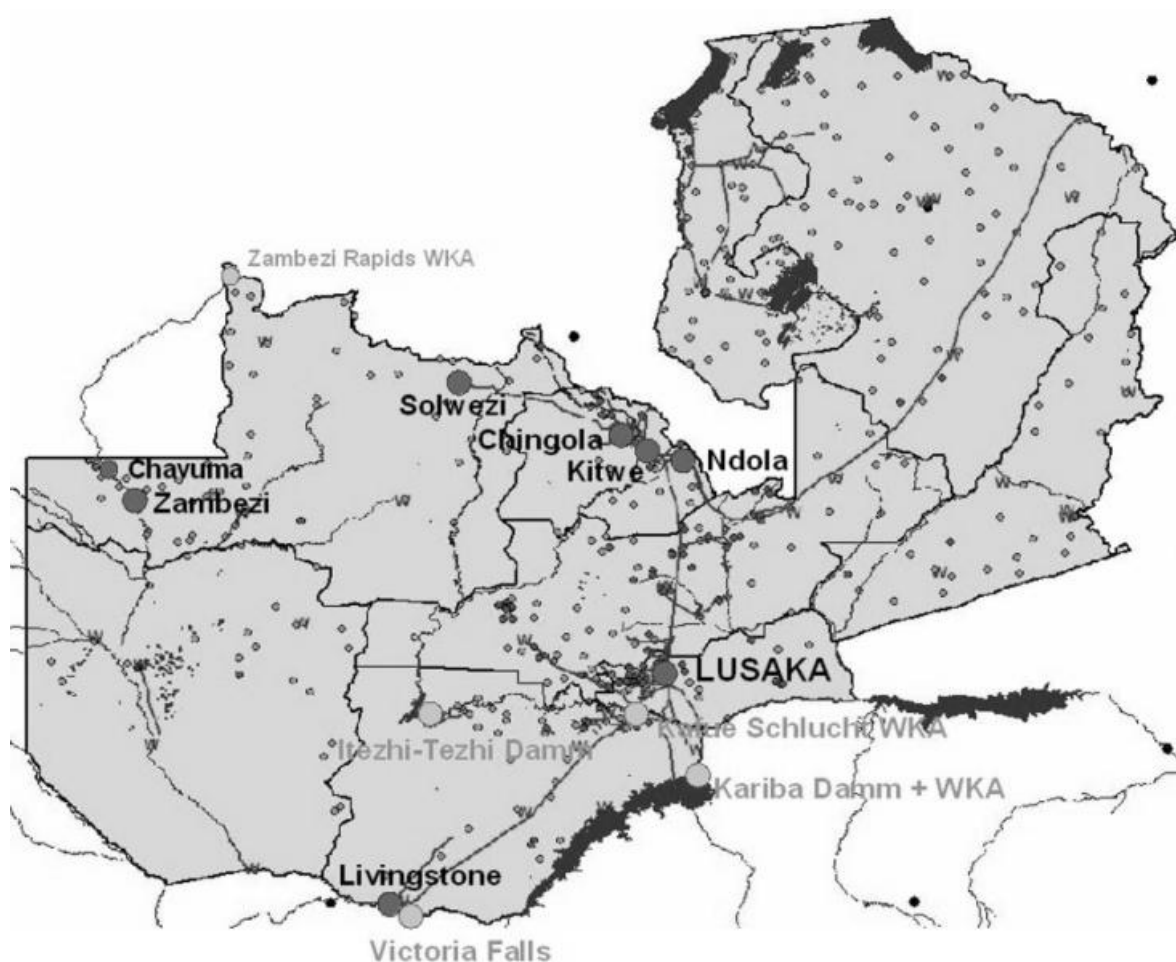


Abb. 1 das Landesstromnetz Sambia (rote Linie), die bestehenden großen Wasserkraftanlagen (blaue Punkte) und die bedeutenden Städte entlang des Kupfergürtels und der Projektstandort Chavuma (rote Punkte), nach Dragotto (2006).



Abb. 2 Luftaufnahme der Chavuma-Fälle mit Unterbecken.

Projektstandort

Chavuma ist eines dieser entlegenen, ländlichen Gebiete, die nur für wenige Stunden pro Tag, durch einen Dieselgenerator mit Strom versorgt werden. Durch die medizinische Versorgung über eine dort beheimatete christliche Mission, existiert jedoch ein großer Anreiz für die regionale Bevölkerung, sich dort anzusiedeln. Durch eine zuverlässige Stromversorgung würde sich das Entwicklungspotential und der Lebensstandard der Region bedeutend verbessern. Daher entstand die Idee die natürliche Sperrenstelle an den Chavuma-Falls (siehe Abbildung 2) bei der Ortschaft Chavuma (ca. 25.000 Einwohner) für den Bau einer Wasserkraftanlage zu nutzen.

Dabei ist zu berücksichtigen, dass der Fluss eine zentrale Rolle im Leben der Dorfbevölkerung spielt. Er dient nicht nur als Nahrungsquelle, sondern auch als Waschsalon und für jegliche Art der Körperhygiene. Aufgrund der momentanen wirtschaftlichen und sozialen Struktur ist diese Nutzung unabdingbar und muss auch nach dem Bau einer Wasserkraftanlage sichergestellt werden.

Klima und Hydrologie

Chavuma liegt im tropisch warmen und feuchten Nordwesten Sambias und befindet sich am Oberlauf des Sambesi. Der Sambesi ist mit dem Nil, dem Kongo und dem Niger einer der größten und längsten Flüsse Afrikas (Marcinek und Rosenkranz, 1996). Klimatisch lässt sich das Jahr in eine Trockenzeit von Mai bis Oktober und eine Regenzeit mit kurzen aber heftigen Regen- und Gewitterereignissen von November bis April einteilen. Dadurch ergeben sich äußerst große jährliche Abflussschwankungen. Während in der Trockenzeit der Sambesi am Projektstandort teilweise weniger als 50 m^3/s führt, schwillt der Abfluss in der Regenzeit auf mehrere Tausend m^3/s an (siehe Tabelle 2). Im Zusammenhang mit den daraus resultierenden Wasserspiegeldifferenzen von bis zu 10 m stellt dies eine besondere Herausforderungen an den Entwurf der geplanten Anlage dar.

Tab. 2 Gemittelte Abflusswerte von 1961 bis 2009 am Pegel Chavuma in m³/s

	Okt	Nov	Dez	Jan	Feb	Mär	Apr	Mai	Jun	Jul	Aug	Sep
MQ	69	92	231	694	1400	1836	1697	680	293	187	124	84
MHQ	82	125	427	1065	1941	2496	2510	1016	387	324	151	100
MNQ	61	69	127	414	878	1269	1014	432	225	149	101	69

Durch das sehr flache Sohlgefälle unterstrom der Chavuma-Fälle ist der Projektstandort im Hochwasserfall stark vom Unterwasser eingestaut. Dies wirkt sich negativ auf die für die Energienutzung zur Verfügung stehende Fallhöhe aus. Die Abflussdaten werden seit den 1960'ern an einer Pegelstation erfasst. Auf dieser Grundlage ergeben sich nach DIN 19700-13 anhand der Gumbel-Verteilung:

$$F_x(x) = e^{-e^{-\lambda \cdot (x - X_0)}} \quad (1)$$

folgende Hochwasserbemessungsabflüsse:

- BHQ 1 = 8.000 m³/s,
- BHQ 2 = 11.000 m³/s.

Arbeiten vor Ort

An entlegenen Projektstandorten wie diesem ist meist nur eine beschränkte Datengrundlage vorhanden. Dank der vorhandenen Pegelstation sind ausreichend viele Abflussdaten bekannt. Das Gelände hingegen musste zunächst vollständig neu vermessen werden. Dabei ist bei der vorhandenen Ausrüstung oft Erfindungsreichtum und Ausdauer gefragt. Die bathymetrische Vermessung des natürlichen Beckens unterhalb der Chavuma Fälle (siehe Abbildung 2), erfolgte bspw. mit einem Fischsonar und einem GPS-Empfänger. Wasserstandsbeziehungen wurden mittels improvisierter Lattenpegel aufgenommen (zumindest solange bis sie von Dorfbewohnern über Nacht neuen Nutzungszwecken zugeführt wurden). Neben zahlreichen Fisch- und Vogelarten gehören auch Krokodile zu den Bewohnern des Flusses, weshalb bei den Arbeiten besondere Vorsicht geboten war.

Verfügbarkeit und Transport von Baumaterialen

Baumaterialien wie Zement und Stahl sind im Verhältnis zum restlichen Preisniveau des Landes relativ teuer. Massive Betonbauwerke wie die Wehranlage werden daher vorzugsweise aus vergossenem Bruchsteinmauerwerk hergestellt. Gesteinsmaterial ist vor Ort ausreichend vorhanden, für größere Mengen Zement muss man allerdings lange Transportwege in Kauf nehmen. Ebenso für Stahl, der vor Ort zwar verarbeitet werden kann, aber nicht verfügbar ist.

Die Straßen sind ausreichend breit aber durchgehend unbefestigt (Wellblech- oder Schlaglochpisten). Der Transport auf dem Landweg ist daher sehr zeitintensiv. In der Regenzeit werden viele Straßen gänzlich unpassierbar. Eine Alternative ist der Transport per Schiff auf dem Sambesi. Das Flussgefälle von Livingstone stromaufwärts bis zum Projektstandort ist sehr gering und in der Regenzeit besitzt der Fluss auch eine ausreichende Wassertiefe, um schwere Bauteile wie Turbinen- und Generatoreneinheiten transportieren zu können.

3 Konzeption der Anlage

Grundlegende Überlegungen

Die extrem ungleichmäßige Verteilung des Jahresabflusses über das Jahr (siehe Tabelle 2) lässt eine Speicherbewirtschaftung sinnvoll erscheinen. Die vorhandene Topografie ermöglicht allerdings keinen nennenswerten Speicherraum. Die Anlage muss folglich als reines Laufwasserkraftwerk konzipiert werden.

Die natürliche Fallhöhe an den Chavuma-Fällen beträgt nur ein bis zwei Meter, lässt sich allerdings durch ein zusätzliches Sperrbauwerk erhöhen. Dabei muss jedoch berücksichtigt werden, dass nach wie vor auch die Extremabflüsse der Regenzeit abgeführt werden müssen. Aufgrund höher Investitions- und Wartungskosten werden stahlwasserbauliche Verschlüsse im Vorfeld ausgeschlossen. Untersuchungen haben gezeigt, dass aus platztechnischen Gründen die Abfuhr der Bemessungshochwasserabflüsse BHQ 1 und BHQ 2 nur mit einem über die volle Länge überströmbaren Sperrbauwerk gewährleistet werden kann. Ein Dammbauwerk scheidet daher aus. Als Absperrbauwerk wird deswegen eine Wehranlage mit fester Überfallschwelle geplant (siehe Abbildung 3).

Auf Grundlage der gewonnen Daten werden für die Wehranlage (Lage und Höhe) insgesamt sechs verschiedene Varianten untersucht, die hinsichtlich ihres Energiepotentials, Kosten, Landschaftseingriffs und der Einstauauswirkung oberstromig gelegener Siedlungen bewertet werden.

Es muss sichergestellt werden, dass die Generatoren und die restliche Technik, auch bei den extrem großen Abflüssen der Regenzeit nicht in Kontakt mit Wasser geraten. Aufgrund der großen Wasserspiegeldifferenzen im Ober- und Unterwasser von bis zu 10 m ergeben sich daher zwei Hauptvarianten für das zu planende Krafthaus. Entweder ein extrem hoch aufragendes Krafthaus mit aufgeständertem Generator und Anlagentechnik über dem maximalen Wasserspiegel oder ein komplett überströmbares Krafthaus. Als praktischste Lösung ergibt sich, vor allem im Hinblick der Dichtungsanforderungen im Verhältnis zu den lokalen Bauverfahren, die Verwendung von Rohrturbinen. Bei diesem Turbinentyp ist der Generator bereits ab Werk kompakt und wasserdicht im umströmten Turbinengehäuse untergebracht.

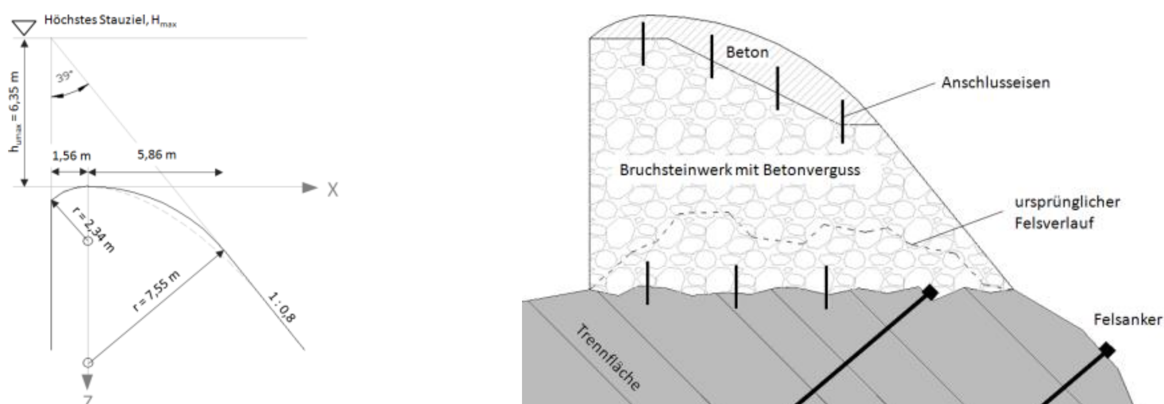


Abb. 3 Geometrie und Querschnitt durch die geplante Wehranlage. Die Abmessungen richten sich nach dem Bemessungsstrahl von Oficerov. Ausführung in vergossenem Bruchsteinmauerwerk mit Krone aus Beton für bessere Abflussbeiwerte.

Mehrstufiges Ausbaukonzept

Interessant gestaltet sich die Frage nach einem wirtschaftlich sinnvollen Ausbaugrad f_a, der das Verhältnis zwischen Ausbaudurchfluss Q_a und Mittelwasser MQ definiert:

$$f_a = \frac{Q_a}{MQ} \qquad (2)$$

Ein kostenintensives generieren von Spitzenstrom wird aufgrund der benötigten Strommenge im Verhältnis zu den vorhandenen finanziellen Mitteln als nicht sinnvoll betrachtet. Die Anlage soll daher zuverlässigen Strom im Grundlastbereich produzieren. Als Obergrenze wird ein Verhältnis f_a = 0,5 untersucht. Das entspricht einem Durchfluss von rund 300 m³/s, der an 165 Tagen im Jahr überschritten wird (siehe Abbildung 4).

Aufgrund des bisher fehlenden Landesstromnetzes kann der Betrieb des Kraftwerks aktuell nur im Inselbetrieb erfolgen. Für die weitere Zukunft ist laut des Rural Electrification Masterplans (Dragotto, 2006) allerdings eine Netzanbindung angedacht. Ein dreistufiges Ausbaukonzept soll diesem Umstand gerecht werden (siehe Tabelle 3):

I. Versorgung des Eigenbedarfs der Ortschaft Chavuma und des näheren Einzugsgebietes im Inselbetrieb

II. Anbindung und Energieversorgung der nächst gelegenen Stadt Sambesi

III. Anbindung an und Einspeisung in das Landesstromnetz.

Pro Ausbaustufe soll die Anlage um einen weiteren Kraftwerksblock mit je einer Turbine erweitert werden (60 m^3/s bei Stufe I und jeweils 120 m³/s bei Stufe II + III). Die Anlage muss allerdings von Anfang an mittels geeigneter baulicher Maßnahmen für diesen Ausbau vorbereitet sein.

Die Leistung unterliegt abhängig von den stark variierenden Wasserspiegellagen starken Schwankungen über das Jahr hinweg. Nachteilig ist dabei vor allem, dass zunächst aufgrund der Entfernung zum Landesstromnetz im Inselbetrieb produziert werden muss. Um über das ganze Jahr eine gesicherte Leistung zu erreichen, muss die Anlage auf die niedrigsten Fallhöhen bemessen werden. Dadurch entstehen bei maximaler Leistung Leistungsüberschüsse, die nicht ins Landesnetz eingespeist werden können. Folglich erfolgt auch keine zusätzliche Vergütung, die eine Finanzierung des Projekts begünstigen würde.

Tab. 3 Technische Daten der einzelnen Ausbaustufen

Ausbaustufe	**Ausbaudurchfluss**	**max. Leistung**	**Ausbaugrad**	**Jahreserzeugung**
-	Q_a [m³/s]	P_{max} [KW]	f_a [-]	E_f [GWh]
I	60	4473	0,1	31,6
II	180	12290	0,3	74,7
III	300	19071	0,5	101,3

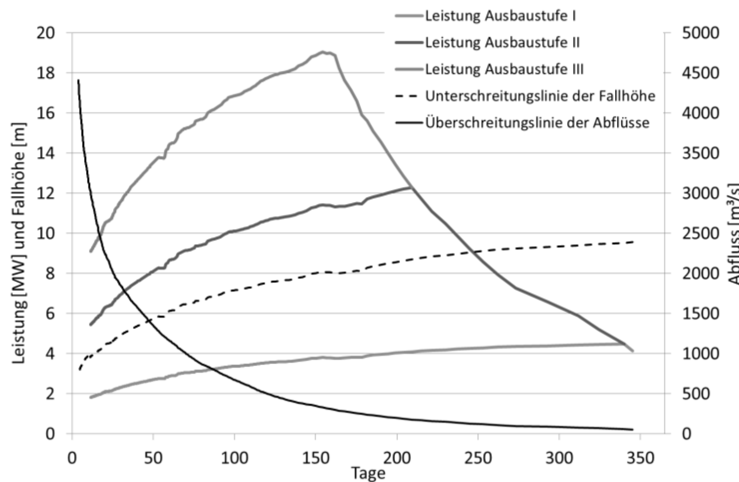


Abb. 4 Leistungen der einzelnen Ausbaustufen

Die maximale Leistung ergibt sich beim jeweiligen Ausbaudurchfluss. Da der Fluss bei größeren Abflüssen deutlich von unterstrom eingestaut und so die Fallhöhe verringert wird, fällt nach Erreichen des Ausbaudurchflusses die Leistung wieder ab (siehe Abbildung 4). Bei Ausbaustufe I entspricht der Ausbaudurchfluss in etwa dem durchschnittlichen Abfluss bei Trockenzeit. Folglich fällt bei Ausbaustufe I also auch die maximale Leistung in die Trockenzeit. Unter der Annahme, dass ein Großteil der Erzeugung als Pumpstrom für Bewässerungszwecke während der Trockenzeit genutzt werden soll, relativieren sich hier somit die Leistungsüberschüsse. Hinzu kommt, dass sich durch die Entnahme von Wasser für die Bewässerung die nutzbaren Abflüsse und dadurch der Leistungsüberschuss weiter reduziert.

Entwurf des Krafthauses

Für die Wahl des Krafthauses werden ebenfalls sechs verschiedene Varianten in Betracht gezogen, die hinsichtlich folgender Faktoren untersucht werden:

- Versorgung der Baustelle
- Erschließung der Baugrube
- Umsetzung Erweiterbarkeit
- Anbindung ans Gewässer
- Anströmrichtung
- Gründungssituation
- Aushubaufwand

Als beste Variante ergibt sich ein überströmbares Krafthaus mit Rohrturbinen am östlichen Ufer auf Höhe des heutigen Wasserfalls (siehe Abbildung 5). In klassischer Bauweise wird über den Maschinensätzen eine Werkshalle mit Portalkran angeordnet. In der Werkshalle können geschützt vor Witterung und unabhängig von den vorherrschenden Wasserständen Wartungsarbeiten sowie der Ein- und Ausbau von Laufrädern vorgenommen werden. Bei überströmten Krafthäusern befindet sich diese Werkshalle im überströmten Baukörper und bedeutet ein großes bauliches Volumen.

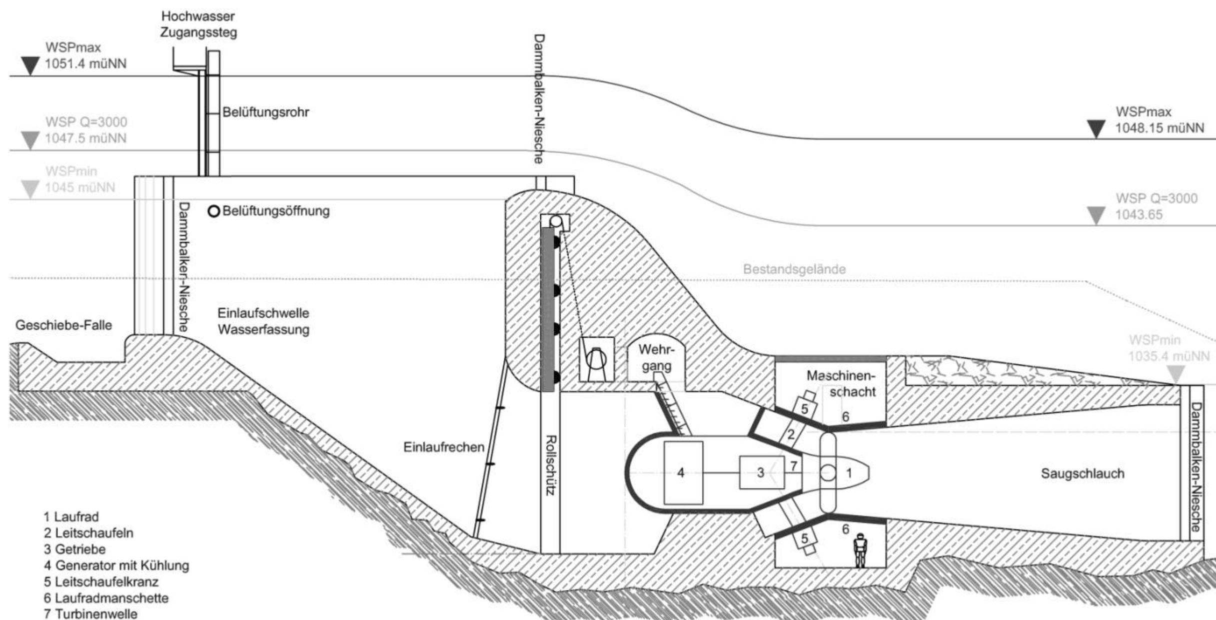


Abb. 5 Längsschnitt durch das Krafthaus auf der Turbinenachse

Um den baulichen Aufwand so gering wie möglich zu halten, wird bei diesem Entwurf gänzlich auf eine Werkshalle verzichtet (siehe Abbildung 5). Wartungsarbeiten müssen folglich mit einem Mobilkran im Freien erfolgen und sind daher nur möglich, solange keine Überströmung des Krafthauses stattfindet. Deshalb wird die Überfallkrone des Krafthauses gegenüber der des Wehres um einen halben Meter angehoben. Dadurch verbleiben 185 Tage im Jahr, an denen keine Überströmung des Krafthauses stattfindet. Der Wartungszeitraum fällt dabei auf die Trockenzeit, weshalb mit keinen witterungstechnischen Behinderungen zu rechnen ist.

4 Kosten

Die Gesamtkosten der voll ausgebauten Anlage werden auf rund 64 Mio. US-Dollar geschätzt. Der größte Anteil fällt mit jeweils 45 % auf die Baukonstruktion und die Anlagentechnik. Die Grundstückskosten entfallen bis auf eine jährliche Abgabe an den ortsansässigen Stamm, da in Afrika traditionell kein Besitztum von Land besteht. Eine Untergliederung der Kosten in die einzelnen Ausbaustufen befindet sich in Tabelle 4.

Die Kosten der ersten Ausbaustufe liegen trotz geringerem Ausbaudurchfluss höher als bei den beiden übrigen Ausbaustufen. Dies liegt einerseits an den Kosten der Wehranlage, die nur in der ersten Ausbaustufe anfallen und andererseits an den vorgreifenden baulichen Maßnahmen für die folgenden Ausbaustufen.

Die Stromerzeugungskosten liegen mit 7,1 bis 9,3 USCent pro Kilowattstunde in derselben Größenordnung wie bei vergleichbaren selbständigen Wasserkraftanlage in Sambia. Im Vergleich zu den nicht kostendeckenden Strompreisen der ZESCO jedoch doppelt bis dreifach so hoch. Sie lassen sich weiter senken, indem man die Rückzahlung über eine längere Abschreibungsdauer tätigt.

Tab. 4 Spezifische Investitions- und Energieerzeugungskosten bei einem Abschreibungszeitraum von ca.14 Jahren.

Ausbaustufe	I	II	I+II	III	I+II+III
Ausbauleistung [MW]	4,5	7,8	12,3	6,8	19,1
Jahresarbeitsvermögen [GWh]	31,6	43	74,6	26,7	101,3
Investitionsvolumen [Mio. USD]	24,4	20	44,4	19,8	64,3
Jahreskosten [Mio. USD]	2,9	2,4	5,3	2,4	7,7
spez. Investitionskosten [Mio. USD/MW]	5,4	2,6	3,6	2,9	3,4
spez. Erzeugungskosten [USD/KWh]	0,093	0,056	0,071	0,089	0,076

Ergebnisse und Schlußfolgerungen

Eine Wasserkraftnutzung am gegebenen Standort ist durchaus möglich. Allerdings ist sie für örtliche Verhältnisse mit hohen Investitionskosten verbunden. Die Attraktivität des Standortes wird durch den Bau der Wasserkraftanlage gesteigert und schafft Anreiz für eine weitere Entwicklung. Die dauerhafte Energieversorgung von medizinischen Einrichtungen, Schulen und Haushalten wäre gesichert und der Ausbau der Landwirtschaft möglich. Der Nahrungsmittelknappheit könnte durch einen zweiten Anbauzyklus außerhalb der Regenzeit entgegengewirkt werden, da genügend Pumpstrom für Bewässerungs-systeme zur Verfügung stehen würde. Allerdings wären die ökologischen Auswirkungen einer solchen zweiten Abbauphase hinsichtlich Grundwasser, Bodenauslaugung, etc. kritisch zu untersuchen und zu berücksichtigen.

Auf Grundlage des Rural Electrification Masterplans ist es durchaus sinnvoll, ein zukunftsweisendes Konzept der Energieversorgung zu entwickeln und einen weiteren Ausbau mit einzubeziehen. Die drei gewählten Ausbaustufen erscheinen dafür zielführend. Die dadurch erhöhten Investitionskosten zu Beginn müssen dabei als Investition in die Zukunft gesehen werden.

Basierend auf dieser ersten Projektierung und Kostenschätzung werden nun Investoren für das Projekt gesucht.

Literatur

[01] Dragotto, Ellen (2006). Zambia Rural Electrification Master Plan: Phase 1: Rapid Resource Assessment FINAL REPORT. Pdf URL: http://pdf.usaid.gov/pdf docs/PNADJ550.pdf; Stand 2007.

[02] Marcinek, Joachim und E. Rosenkranz (1996). Das Wasser der Erde. Justus Perthes Verlag, Gotha, 2 Auflage

[03] ZESCO. Zambia Electrification Supply Company. URL: http://www.zesco.co.zm// Stand 2009.

[04] Ministry of Health Zambia, World Health Organization (2006). Service Availability Mapping(SAM). pdf. URL: http://www.who.int/healthinfo/systems/samreportzambia.pdf Stand 2006.

[05] Stolz, Daniel (2010). Projektierung einer Niederdruck-Wasserkraftanlage am oberen Sambesi, Afrika.Diplomarbeit, Institut für Wasser- und Umweltsystemmodellierung, Uni Stuttgart.

Anschrift des Verfassers

Daniel Stolz
Institut für Wasser- und Umweltsystemmodellierung
Universität Stuttgart
Pfaffenwaldring 61
D-70550 Stuttgart
E-mail: daniel.stolz@iws.uni-stuttgart.de

Bruchpunkte und Langzeittrends von Wasserstandsmessungen im Tidebereich der Deutschen Bucht

Sabine Jenning, Hartmut Hein, Stephan Mai, Holger Schüttrumpf

Zusammenfassung

Um Anpassungsstrategien an sich verändernde klimatische Bedingungen zu entwickeln, müssen Zeitreihen über ihren Beobachtungszeitraum hinaus verlängert werden. Dafür sind Trendanalysen ein wichtiges Werkzeug, um verfügbare Datensätze in die Zukunft zu extrapolieren und daraus Informationen abzuleiten. Die Qualität der Daten ist für eine zuverlässige Prognose von großer Bedeutung. Insbesondere muss beachtet werden, dass sich das Umfeld der Messanlagen im Laufe der Zeit verändert haben kann. Unterliegen diese Messanlagen Veränderungen, wirkt sich das auf die Datenreihe ebenfalls aus, sowohl bei abrupten als auch bei langsamen Veränderungen. Diese können Bruchpunkte in den Zeitreihen bilden. In dieser Arbeit werden drei verschiedene Verfahren der Bruchpunktanalyse anhand von Pegelstandsmessungen im Tidebereich der Deutschen Bucht getestet und bewertet. Anschließend werden die Auswirkungen eines Bruchpunktes auf die Abschätzung des Trends gezeigt. Diese sind nicht unerheblich, je nachdem, ob der Bruchpunkt berücksichtigt wird oder nicht.

1 Einleitung

Der aktuelle Einfluss des klimatischen Wandels sowie der Einfluss durch Landhebungs- und Senkungsprozesse auf die Wasserstände und die Charakteristik der Tide in der Deutschen Bucht werden aus lokalen Pegelstandsmessungen und deren Auswertungen deutlich (Wahl et al., 2011; Hein et al., 2011a; Hein et al, 2011b). Abbildung 1 zeigt beispielhaft die Raten des mittleren Meeresspiegelanstieges weltweit sowie explizit in der Deutschen Bucht.

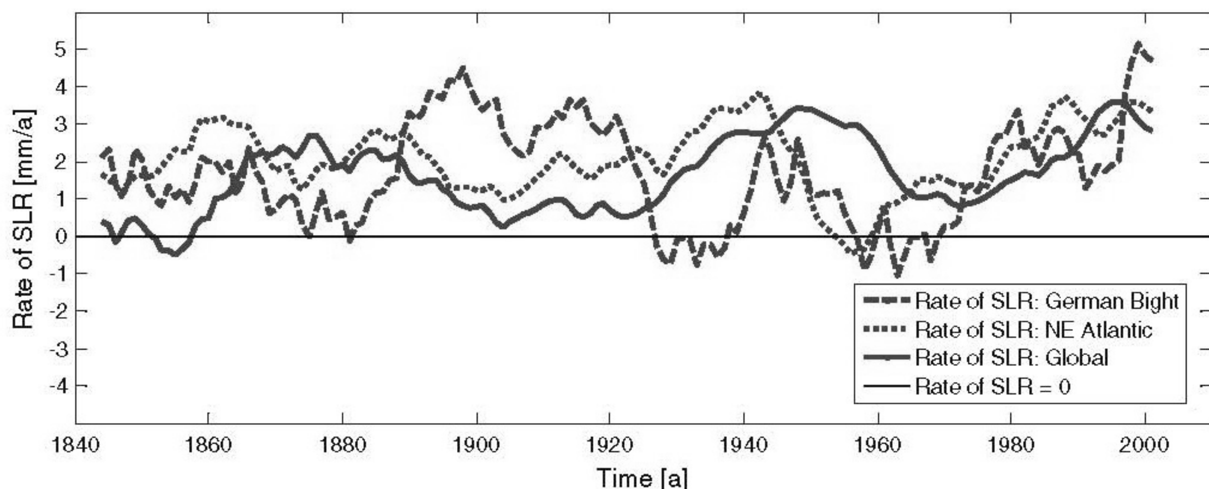


Abb. 1 Raten des mittleren Meeresspiegelanstieges gemittelt für die Deutsche Bucht aus Wahl et al. (2011)

Für jede lange Zeitreihe und somit auch für tidebeeinflusste Pegelstandsmessungen besteht die Möglichkeit, dass sich die Messbedingungen mit der Zeit ändern. Einige dieser Veränderungen geschehen plötzlich, beispielsweise durch einen Austausch der Messtechnik, einer Verlegung des Pegelstandortes oder durch Korrekturen des Pegelnullpunktes. Auf der anderen Seite treten oft auch langsame und kontinuierliche Veränderungen auf. Solche Veränderungen können auf Umweltveränderungen zurückgeführt werden, als Beispiel seien regionale Änderungen der Morphologie genannt.

In der vorliegenden Untersuchung werden langfristige Veränderungen in den Charakteristiken der Tide der Wasserstraßen der südlichen Deutschen Bucht untersucht und präsentiert. Ziel der vorliegenden Analyse ist es zu zeigen, ob in den gemessenen und berechneten Zeitreihen der Tideparameter signifikante Trends enthalten sind, um die Prozesse der ablaufenden Veränderungen abzuleiten und diese besser verstehen zu können. Zum besseren Verständnis und als Informationszuwachs wird nicht nur der mittlere Meeresspiegel (vgl. Abb. 1) betrachtet, sondern auch weitere charakteristische Parameter der Tidekurve. Eine wichtige Grundlage bei der Trenduntersuchung ist das Vorhandensein konsistenter Zeitreihen. Dabei stellt die Ermittlung von Bruchpunkten ein wichtiges Werkzeug dar. Werden solche Bruchpunkte in den Zeitreihen gefunden und eliminiert, können homogene Trends aufgestellt werden.

2 Datengrundlage

Für die Untersuchungen im Rahmen des Projektes werden stellvertretend acht Pegel in der Deutschen Bucht analysiert. Die Pegelmessungen stammen aus den Archiven der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV), die mit ihren umfangreichen, qualitätsgesicherten Zeitserien eine unverzichtbare Grundlage für die heutige und zukünftige Klimafolgenforschung bereitstellen. Zur Anwendung kommen Zeitreihen der Tidehoch- und Tideniedrigwasserstände. Die gemessenen Werte sind qualitätsgeprüft und um den Pegelnullpunkt höhenkorrigiert (Sudau & Weiß, 2010). Die dadurch erreichte Verbesserung der Genauigkeit dieses Datensatzes zeigt Hein (2010).

Aus den Messwerten des Tidehoch- und des Tideniedrigwassers und den Angaben zu deren Höhe und deren zeitlichem Auftreten lassen sich weitere Parameter der Tide berechnen. Diese sind, definiert nach der DIN 4049-3 (1992), in Abbildung 2 dargestellt.

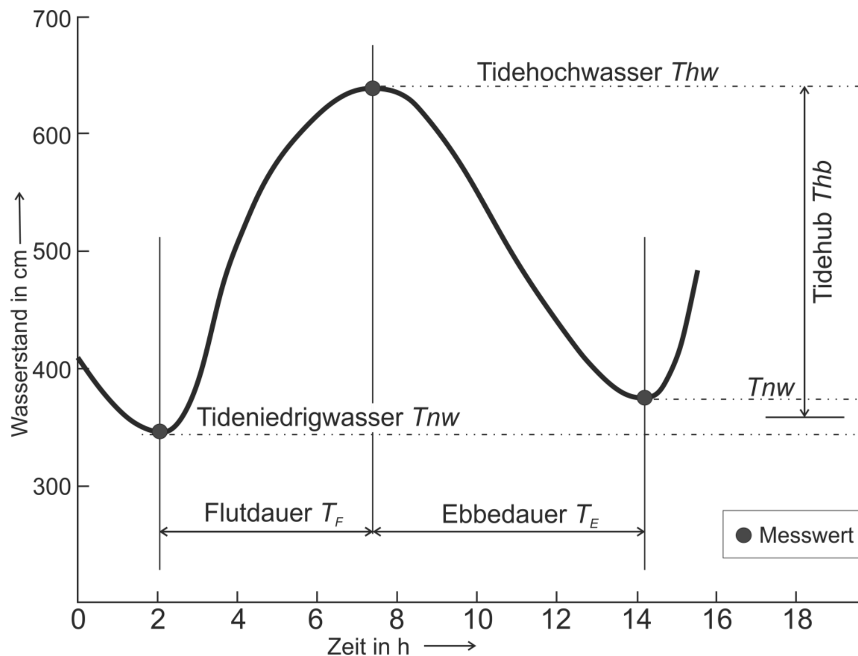


Abb. 2 Schematische Darstellung einer Tidekurve nach DIN 4049-3 (1992)

Neben dem Tidehoch- (*Thw*) und dem Tideniedrigwasserstand (*Tnw*) werden weiterhin der Tidenhub (*Thb*) sowie die Flut- (T_F) und die Ebbedauer (T_E) untersucht. Somit kann die grundlegende Charakteristik der Tidekurve über diese 5 Parameter beschrieben werden und geht über die reine Betrachtung des mittleren Meeresspiegels hinaus.

3 Methoden der Bruchpunktanalyse

Es werden drei verschiedene Verfahren der Bruchpunktanalyse getestet und verglichen. Diese sind:

- der *standard normal homogeneity test* (SNHT) nach Alexandersson (1986),
- eine *nichtparametrische Variante* des SNHT (NPW) nach Reeves et al. (2006) und
- ein Ansatz basierend auf Fuzzy Logic.

Das grundlegende Prinzip der ersten beiden Verfahren ist, dass die Zeitreihen der Länge von *n* Werten auf den möglichen Zeitpunkt eines Bruches *c* anhand von Testhypothesen untersucht werden. Übersteigt eine berechnete Testgröße einen kritischen Wert, welcher meist von *n* und einem gewählten Signifikanzniveau abhängig ist, zeigt diese einen möglichen Bruchpunkt an. Dieses statistische Ergebnis muss anhand von Plausibilitätskontrollen belegt oder widerlegt werden.

Das erste gewählte Verfahren ist der *standard normal homogeneity test* (SNHT) nach Alexandersson (1986), wobei die vorliegende Variante durch Reeves et al. (2006) überarbeitet wurde. Anhand von Gleichung (1) wird die Standardabweichung s_p vor (s_1) und nach (s_2) einem möglichen Bruchpunkt berechnet. Diese dient der Ermittlung der Testgröße T_c (vgl. Gleichung (2), wobei die Mittelwerte vor ($\overline{Y_1}$) und nach ($\overline{Y_2}$) dem Bruchpunkt berücksichtigt werden. Anschließend wird das globale Maximum der Testgröße mit dem kritischen Wert T^2_{max} verglichen und die Testhypothese angenommen oder abgelehnt (vgl. Gleichung (3)).

$$s_p = \left[\frac{(c-1)s_1^2 + (n-c-1)s_2^2}{n-2}\right]^{1/2} \quad (1)$$

$$T_c = \frac{\bar{Y}_1 - \bar{Y}_2}{s_p\sqrt{c^{-1} + (n-c)^{-1}}} \quad (2)$$

$$T_{max}^2 = \max_{1 \le c < n} T_c^2 \quad (3)$$

Das zweite Verfahren ist eine nichtparametrische Variante des SNHT, wobei nicht die Messwerte selbst, sondern deren Ränge r_t in die Analyse eingehen (NPW, benannt nach Reeves et al. (2006)). Gleichung (4) und (5) zeigen die Ermittlung der Testgröße W_c sowie die Berechnung des kritischen Wertes W_{max}.

$$W_c = 12\,\frac{\left[\sum_{t=1}^{c} r_t - c\,(n+1)/2\right]^2}{c(n-c)(n+1)} \quad (4)$$

$$W_{max} = \max_{1 \le c < n} W_c \quad (5)$$

Das dritte Verfahren einer Bruchpunktanalyse basiert auf einem Algorithmus, der einen Fuzzy Logic Ansatz beinhaltet. Dieses Verfahren wird im Laufe der Projektbearbeitung aufgestellt und weiterentwickelt. Grundlage bildet das Prinzip der Mustererkennung, in diesem Fall von Mustern innerhalb einer Zeitreihe. Das heißt, dass bestimmte Ereignisse, die einmal aufgetreten sind, nach gewissen Regeln wieder auftreten können. Bei dem aktuellen Ansatz für die Bruchpunktanalyse wird versucht, durch die Auswertung zweier Pegel das Verhalten eines dritten Pegels vorherzusagen. Dabei ist der Algorithmus so aufgebaut, dass der bekannte Trainingszeitraum mit jedem Berechnungsschritt wächst, während der unbekannte Vorhersagezeitraum um diesen Zeitraum verkürzt wird. Anschließend werden die berechneten Ergebnisse für den dritten Pegel mit den tatsächlichen Messwerten verglichen. Eine große Differenz durch eine Abweichung von dem vorher analysierten Muster kann einen Hinweis auf einen Bruchpunkt am vorhergesagten Pegel geben.

4 Ausgewählte Ergebnisse und Diskussion

Ergebnisse Bruchpunktanalyse

Aus den Ergebnissen der Analysen werden zwei Dinge sichtbar. Zum einen werden Bruchpunkte zu unterschiedlichen Zeitpunkten an den jeweiligen Pegelstandorten detektiert, zum anderen tritt ein Ereignis in fast allen Ergebnissen der unterschiedlichen Pegel auf.

Die erste Beobachtung aus den Ergebnissen spiegelt die Veränderungen der Wasserwege durch lokale anthropogene Eingriffe wieder, wie beispielsweise Messstandortverlegungen. Im folgenden Abschnitt werden dazu beispielhaft einige Ergebnisse der Bruchpunktanalyse des Pegels Borkum Fischerbalje vorgestellt. Dieser befindet sich im Süden der westlichsten Ostfriesischen Insel Borkum (vgl. Abb. 3).

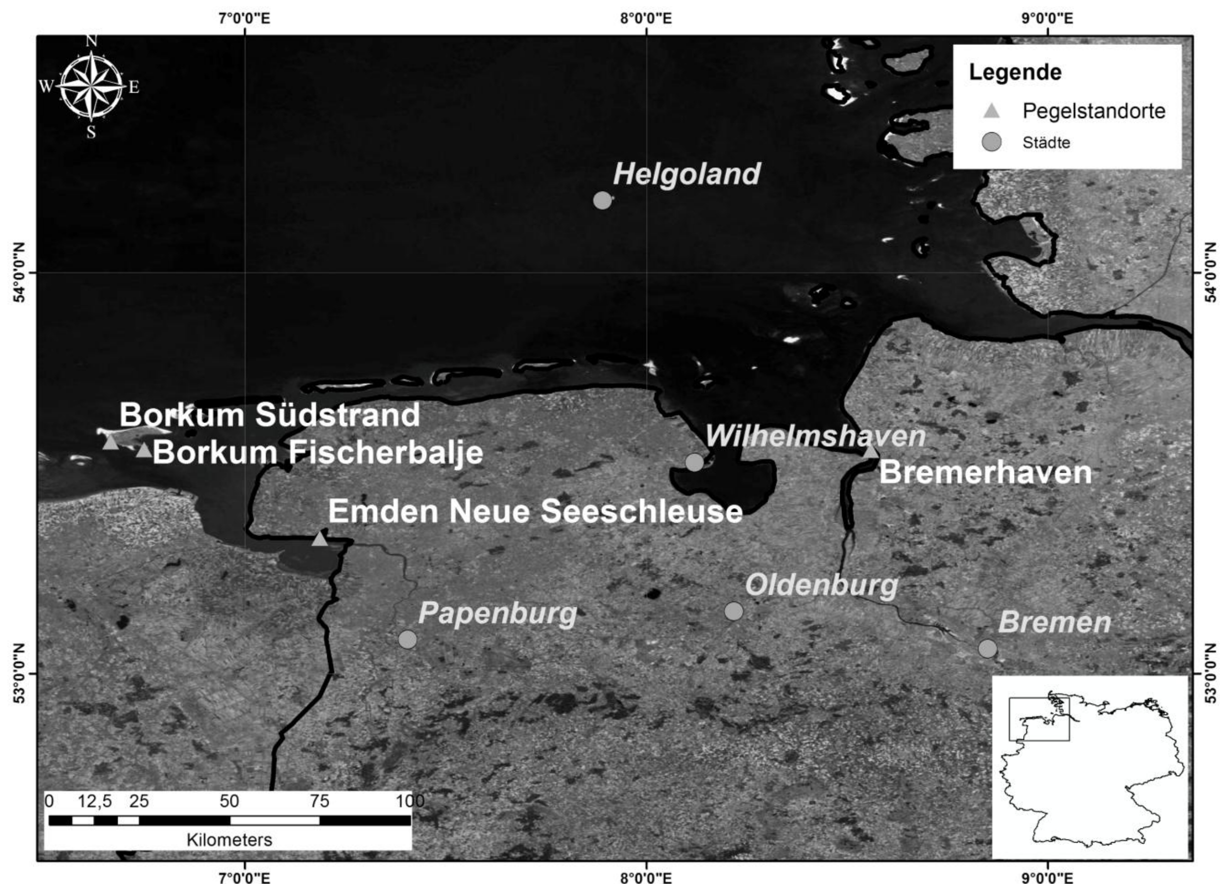


Abb. 3 Lage der Pegel im Untersuchungsgebiet der Deutschen Bucht

Die Abbildung 4 zeigt die Ergebnisse der ersten beiden Bruchpunktanalyseverfahren SNHT (b) und NPW (c) für die Jahresmittelwerte (a) von *Thw* (durchgezogen) und *Tnw* (gestrichelt) für Borkum Fischerbalje im Zeitraum 1963 bis 2010. Die Punkte in (b) und (c) geben jeweils das Maximum der Testgrößen an, die auf einen möglichen Bruchpunkt hindeuten.

Für beide getestete Algorithmen (SNHT und NPW) tritt das Maximum für die Zeitreihe des Tidehochwassers im Jahr 1987 auf. Da der höchste Punkt (Punkt vgl. Abb. 4) jeweils über der Signifikanzgrenze (punktierte Linie) liegt, deutet dies auf einen Bruchpunkt hin. Für die Zeitreihe des Tideniedrigwassers tritt das Maximum jeweils im Jahr 1997 auf. Da der Punkt jedoch für den SNH Test unter der Signifikanzgrenze liegt, wird kein Bruchpunkt angezeigt. Für den zweiten Test NPW gilt das Ergebnis, dass in diesem Jahr zu 95 % (gewähltes Signifikanzniveau) ein Bruchpunkt in der Zeitreihe möglich ist. Jedoch ist im Pegelstammbuch für Borkum Fischerbalje kein Vermerk einer Veränderung zu diesen Zeitpunkten enthalten. Die Ursache für dieses Ergebnis muss im Rahmen der weiterführenden Plausibilitätskontrolle gefunden werden, unter der Berücksichtigung, dass die Daten bereits qualitätsgeprüft sind.

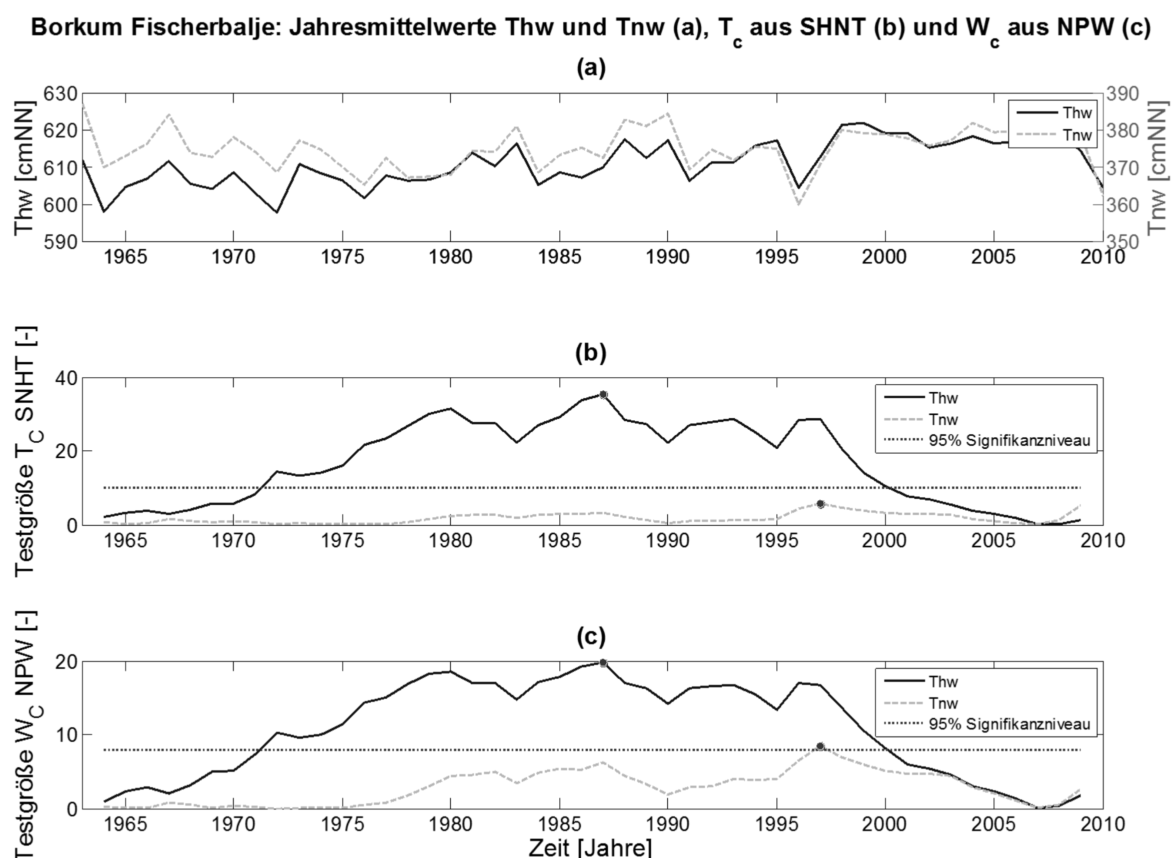


Abb. 4 Pegel Borkum Fischerbalje, 1963 – 2010;
(a) mittleres jährliches Thw (durchgezogen) und Tnw (gestrichelt); (b) Ergebnisse SNHT; (c) Ergebnisse NPW

Die zweite Beobachtung aus den Ergebnissen der acht getesteten Pegel ist, dass die Testgrößen T_c und W_c in den Jahren 1979 / 1980 oft auch ein lokales Maximum aufweisen, teilweise ist dies auch das globale Maximum. Dies tritt bei verschiedenen Stationen verteilt über das gesamte Untersuchungsgebiet auf, so auch bei Borkum Fischerbalje (vgl. Abb. 4 (b) und (c)). Dieses Verhalten kann als eine Veränderung der gesamten Tidecharakteristik in der Nordsee interpretiert werden, begründet beispielsweise durch den Einfluss der Nordatlantischen Oszillation (NAO). Es ist zu untersuchen, ob dieser Bruchpunkt in Studien des Ökosystems des Wattenmeers zu finden ist (Eriksson et al., 2010).

Im weiteren Verlauf werden die Ergebnisse der beiden gängigen Bruchpunktanalyseverfahren mit denen des Fuzzy Logic Ansatzes verglichen. Durch Fuzzy Logic werden Muster in Zeitreihen analysiert, anhand derer sich andere Zeitreihen berechnen lassen. Die nachfolgende Abbildung 5 zeigt die Berechnungsergebnisse für die drei Pegel (vgl. Abb. 3) Emden Neue Seeschleuse (EMDN), Borkum Südstrand (BORS) und Bremerhaven (BH) für *Thw* (a) und *Tnw* (b). Es werden jeweils zwei Pegel für das Antrainieren des Systems genutzt und anschließend Daten für den dritten Pegel durch Vorgabe des Zeitvektors berechnet. Das Berechnungszeitfenster verschiebt sich mit jeder Berechnungsschleife um einen Monat. Das heißt, der Trainingszeitraum wächst um einen Monat, während sich der Vorhersagezeitraum um diesen Monat verkürzt. Durch Vergleich der berechneten mit den tatsächlich gemessenen Werten lässt sich die Güte der Simulation über den Vergleich anhand der Standardabweichung prüfen. Diese Differenzen sind in Abbildung 3 dargestellt.

Zu Beginn der Graphen sind die Differenzen größer, da der Vorhersagezeitraum im Vergleich zum Trainingszeitraum sehr groß ist, das heißt, dem System weniger bekannt ist. Durch das Anwachsen des bekannten Zeitraumes mit jeder Berechnungsschleife ist zu erwarten, dass die Differenzen abnehmen. Ein großer Ausschlag der Differenz lässt hingegen eine Unregelmäßigkeit in der Datenreihe vermuten, was auf einen Bruchpunkt hindeuten kann.

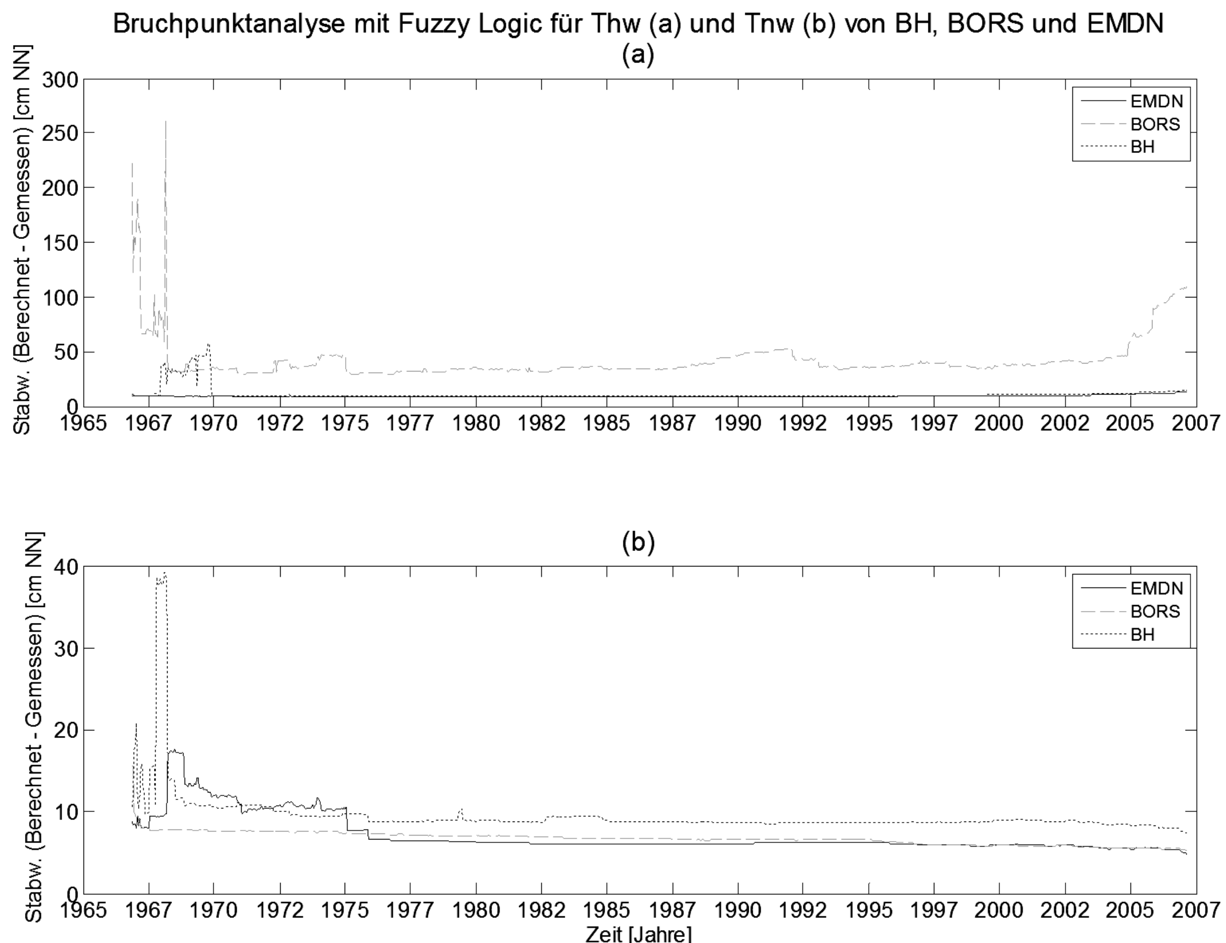


Abb. 5 Beispielergebnis Bruchpunktanalyse mit Fuzzy Logic, Pegel Emden Neue Seeschleuse (EMDN), Borkum Südstrand (BORS) und Bremerhaven (BH) für *Thw* (a) und *Tnw* (b)

Die großen Ausschläge zu Beginn der Ergebnisdarstellung in Abbildung 5 können zum einen durch den kurzen Trainingszeitraum begründet sein, zum anderen können dies Hinweise auf Veränderungen an einem der Pegelstandorte sein. Auch das erneute Ansteigen der Abweichungen des Pegels Borkum Südstrand zum Ende des Untersuchungszeitraums (vgl. Abb. 5 (a), gestrichelte Linie) deutet auf Unregelmäßigkeiten am Pegel hin, was in einer sich anschließenden Plausibilitätskontrolle zu untersuchen ist.

Ergebnisse Trendanalyse

Treten sprunghafte Änderungen im System vor Ort auf, hat dies einen Einfluss auf die Untersuchung des Trends. Vor allem Langzeittrends unterscheiden sich signifikant, je nachdem ob ein Bruchpunkt berücksichtigt wird oder nicht.

Die Abbildung 6 zeigt erneut die jährlichen Mittelwerte von *Thw* (a) und *Tnw* (b) des Pegels Borkum Fischerbalje im Zeitraum 1963 bis 2010. Die gestrichelte Linie gibt dabei den linearen Trend der Daten wieder, ohne den Bruchpunkt zu berücksichtigen. Die durchgezogene schwarze Linie zeigt hingegen den linearen Trend der am Bruchpunkt im Jahr 1987 (*Thw*) bzw. 1997 (*Tnw*) geteilten Datenreihen.

Die Unterschiede der Trendbetrachtungen sind eindeutig zu erkennen. Bei der Zeitreihe des Tidehochwassers wird der Anstieg der Trendgeraden ohne Bruchpunktberücksichtigung im Vergleich zu dem Ergebnis überschätzt, wenn der Bruchpunkt beachtet wird. Bei der Zeitreihe des Tideniedrigwassers hingegen wird der Trend für den Beobachtungszeitraum nach dem Bruchpunkt (etwa ab 1997) unterschätzt, wird er nicht berücksichtigt. Diese Betrachtungen sind für eine Vorhersage über das zukünftige Verhalten eines Parameters besonders wichtig.

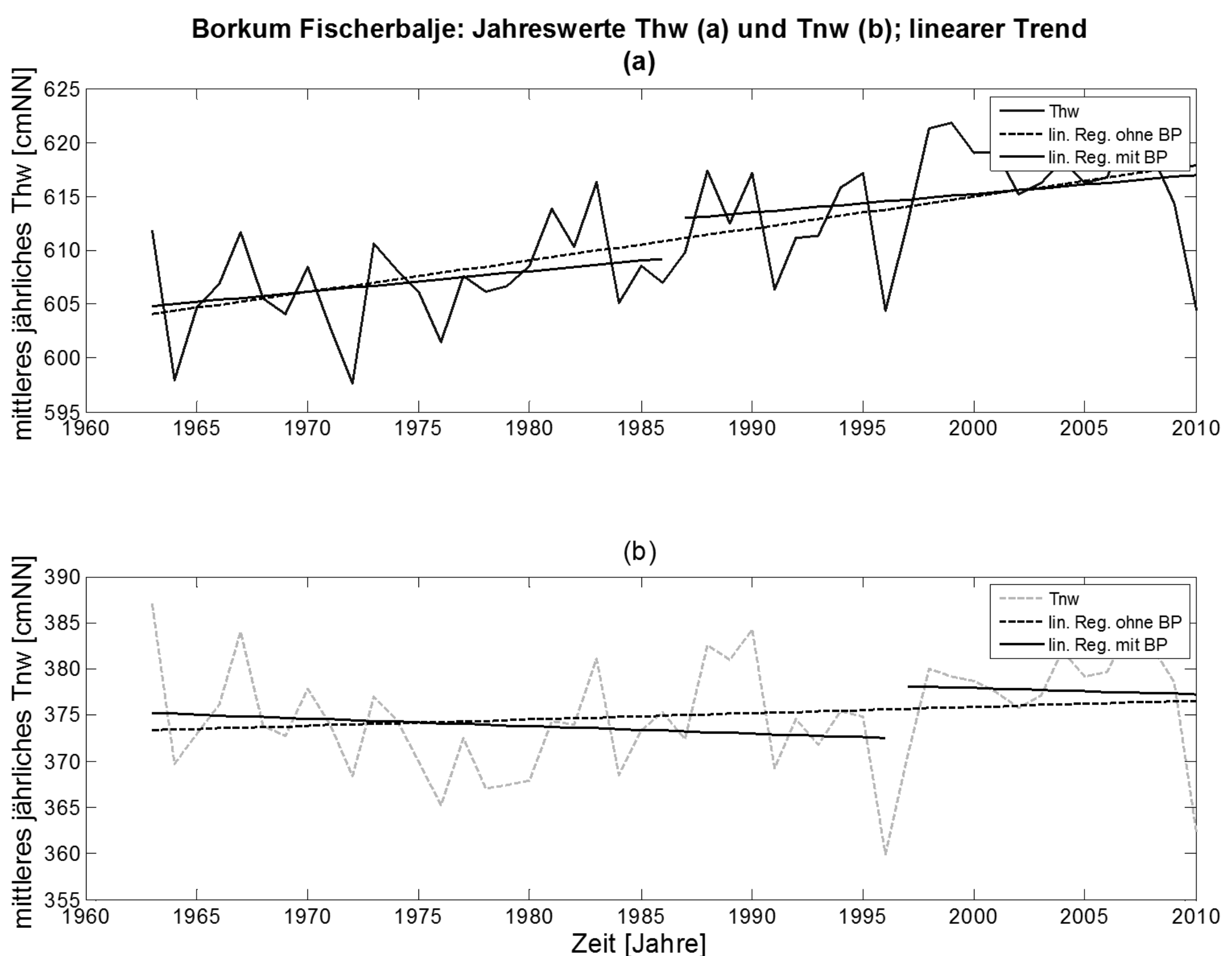


Abb. 6 Pegel Borkum Fischerbalje, 1963 – 2010; *Thw* (a) und *Tnw* (b); Linearer Trend ohne (gestrichelt) und mit (durchgezogen) Berücksichtigung des Bruchpunktes (BP) 1987 (*Thw*) bzw. 1997 (*Tnw*)

Zusammenfassung

Um Anpassungsstrategien an sich verändernde klimatische Bedingungen zu entwickeln, müssen Zeitreihen über ihren Beobachtungszeitraum hinaus verlängert werden. Dies kann nur über die detaillierte Untersuchung der Vergangenheit geschehen. Eine essentielle Voraussetzung solche Prognosen zu erstellen, ist eine homogene und konsistente Datengrundlage. Bruchpunkte durch jegliche Veränderungen im System und dessen Verhalten beeinflussen diese Analysen und müssen aus diesem Grund im Zuge der Datenaufbereitung gefunden werden. Anschließend gilt es, geeignete Verfahren zu deren Berücksichtigung zu nutzen.

Die gezeigten Veränderungen können insbesondere in stark lokal anthropogen modifizierten Wasserstraßen auftreten. Die Ergebnisse für den Pegel Borkum Fischerbalje als ein Beispiel tidebeeinflusster Pegelstandorte in der Deutschen Bucht verdeutlichen diesen Sachverhalt.

Dank

Den Rahmen der vorliegenden Untersuchung gibt die Kooperation des Lehrstuhls und Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft (IWW) der RWTH Aachen mit der Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) im Rahmen des Forschungsprogramms KLIWAS (Auswirkungen des Klimawandels auf Wasserstraßen und Schifffahrt – Entwicklung von Anpassungsoptionen), ein Ressortforschungsprogramm des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS).

Literatur

[01] Alexandersson, H. (1986): A Homogeneity test applied to precipitation data. In: Journal of Climatology, Vol. 6, No. 6, pp. 661-675.

[02] DIN 4049-3 (1992): Hydrologie. Teil 3: Begriffe zur quantitativen Hydrologie, Berlin: Beuth Verlag GmbH.

[03] Eriksson, B.K., van der Heide, T., van de Koppel, J., Piersma, T., van der Veer, H.W., Olff, H. (2010): Major changes in the ecology of the Wadden Sea: human impacts, ecosystem engineering and sediment dynamics. Ecosystems 13: 752–764.

[04] Hein, H.; Weiß, R.; Barjenbruch, U.; Mai, S. (2010): Uncertainties of tide gauges & the estimation of regional sea level rise. Hydro 2010 Rostock – Warnemünde, Conference Proceedings.

[05] Hein, H., Mai, S., Barjenbruch, U. (2011a): What tide gauges reveal about the future sea level, Aqua Alta, Hamburg, Conference Proceedings.

[06] Hein, H., Mai, S., Barjenbruch, U. (2011b): Coastal long term processes, tidal characteristics and climate change, 5th International Short Conference on Applied Coastal Research, Aachen, Conference Proceedings.

[07] Sudau, A., Weiß, R (2010): Der Einfluss vertikaler Landbewegungen auf langwellige Wasserstandsänderungen, 40. IWASA - Internationales Wasserbau-Symposium Aachen, 08. Januar 2010.

[08] Wahl, T.; Jensen, J.; Frank, T.; Haigh, I. (24.01.2011): Improved estimates of mean sea level changes in the German Bight over the last 166 years. In: Ocean Dynamics.

[09] Reeves, J.; Chen, J.; Wang, X. L.; Lund, R.; Lu, Q. Q. (2006): A Review and Comparision of Changepoint Detection Techniques for Climate Data. In: Appl.Meteor.Climatol, Vol. 46, pp. 900-915.

Anschrift der Verfasser

Sabine Jenning
Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
RWTH Aachen
Mies-van-der-Rohe-Str. 1
D-52056 Aachen
E-mail: jenning@iww.rwth-aachen.de

Holger Schüttrumpf
Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
RWTH Aachen
Mies-van-der-Rohe-Str. 1
D-52056 Aachen
E-mail: schuettrumpf@iww.rwth-aachen.de

Hartmut Hein
Bundesanstalt für Gewässerkunde BfG
Deutschland
Am Mainzer Tor 1
D-56068 Koblenz
E-mail: hein@bafg.de

Stephan Mai
Bundesanstalt für Gewässerkunde BfG
Deutschland
Am Mainzer Tor 1
D-56068 Koblenz
E-mail: mai@bafg.de

Wirtschaftliches Nutzungspotential deutscher Talsperrensedimente

Elena Pummer, Sebastian Henkel, Martin Schmitz, Peter Buchholz und Holger Schüttrumpf

Kurzfassung

Weltweit ist ein Großteil der Talsperren von Verlandungen betroffen. Derzeit werden in Deutschland Talsperrensedimente nach der Ausbaggerung vorwiegend mit großem Kostenaufwand entsorgt. Im Auftrag der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe wurde daher am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen in einer Studie untersucht, ob und in welchem Umfang es möglich ist, durch eine Nutzung der ausgebaggerten Sedimente den Kostenaufwand für die Betreiber zu verringern. Neben einer Befragung von Talsperrenbetreibern wurden ausgewählte deutsche Talsperren beprobt und die Sedimente analysiert und bewertet. An einem konkreten Beispiel wurde eine wirtschaftliche Berechnung der Sedimentnutzung durchgeführt. Zudem wurde der rechtliche Rahmen der Sedimentnutzung geklärt. Die Untersuchung führte zu dem Ergebnis, dass die Sedimentnutzung sich betriebswirtschaftlich durchaus lohnen kann, jedoch die zu beachtenden rechtlichen Rahmenbedingungen äußerst komplex und für die Betreiber von Talsperren nur schwer zu überblicken sind. Des Weiteren entscheidet die Zusammensetzung und damit die Qualität der Sedimente über die Art der Nutzung. Die Wirtschaftlichkeit der Sedimentnutzung ist somit für jede Talsperre einzeln zu prüfen. Dies hält derzeit die Betreiber von einer Sedimentnutzung ab, obwohl sie aus betriebswirtschaftlicher Sicht sinnvoll sein könnte. Ein im Zuge der Studie entwickeltes Entscheidungsfindungssystem soll deutsche Talsperrenbetreiber über die wichtigsten rechtlichen Regelungen in Deutschland informieren und sie darin unterstützen zu entscheiden, ob eine Sedimentnutzung betriebswirtschaftlich in Betracht gezogen werden kann.

1 Einleitung

Kein Rohstoff wird von deutschen Bundesbürgern in solchen Mengen benötigt wie Sand und Kies. Nach Berechnungen der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (2008) benötigt jeder Bundesbürger im Leben durchschnittlich ca. 450 Tonnen Sand und Kies inklusive gebrochener Natursteine. Zum Vergleich liegt der Verbrauch von Erdöl bei etwa 105 Tonnen pro Einwohner. Für den Erhalt und den Ausbau der Infrastruktur, die das Funktionieren einer Volkswirtschaft garantiert, ist eine ökonomische und stetige Verfügbarkeit u.a. von Sand und Kies unbedingt notwendig.

In zahlreichen Stauseen reichern sich potentielle Rohstoffe, Sande und Kiese, aber auch tonige Sedimente, im Laufe der Zeit an. Dies führt zu einer zunehmenden Verlandung der Stauseen. Durch die Verringerung des Stauraumvolumens können die Seen ihrer Zweckbestimmung nicht mehr voll entsprechen. Diese Zweckbestimmung kann unterschiedlich sein: Talsperren dienen vor allem dem Hochwasserschutz, der Energieerzeugung und der Trinkwasserversorgung. Eine Option, der Verringerung des Stauraums entgegenzuwirken, besteht in der Ausbaggerung des Sediments. Derzeit wird das Baggergut bei einem Großteil der Talsperren in Deutschland entsorgt, wodurch hohe Kosten für den Betreiber anfallen. Hier stellt sich die Frage, ob einige der Sedimente, möglicherweise in aufbereiteter Form, als Sekundärrohstoffe verwendet werden könnten.

Ziel der Studie ist es, Betreibern deutscher Talsperren mögliche neue Lösungswege im Umgang mit Baggergut aufzuzeigen. Die generellen Nutzungspfade der Talsperrensedimente sind abhängig von den chemischen und mineralogischen Eigenschaften der in den Stauseen vorhandenen Sedimente, die sich innerhalb Deutschlands regional stark unterscheiden können. Darüber hinaus ist es notwendig, die rechtlichen und/oder wirtschaftlichen Einschränkungen, aber auch die Vorzüge der einzelnen Sedimente zu bestimmen. Wäre eine wirtschaftliche Nutzung anfallender Talsperrensedimente möglich, so könnte sich für einzelne Bereiche der deutschen Wirtschaft und die Talsperrenbetreiber eine Win-win-Situation ergeben. Insofern könnte die ökonomische Verwendung potentiell nutzbarer Sedimente aus Stauseen einen Beitrag zur Erhöhung der Verfügbarkeit dieser Rohstoffe leisten und zu deren nachhaltiger Nutzung beitragen.

2 Methodik

Zur Erreichung des Ziels dieser Studie wurden besonders folgende Themengebiete umfassend untersucht:

- Rechtlicher Rahmen im Umgang mit Talsperrensedimenten in Deutschland
- Nutzungsmöglichkeiten von Talsperrensedimenten
- Wirtschaftliche Einflussfaktoren auf die Sedimentnutzung

Für eine praxisnahe und belastbare Bewertung der Verlandung von Talsperren in Deutschland und der aktuellen Nutzung bzw. Entsorgung von Talsperrensediment sind Aussagen der betroffenen Betreiber notwendig. Daher wurde ein Fragebogen an ausgewählte Talsperrenbetreiber und Wasserversorger verteilt. Abgefragt wurden einerseits rechtliche Anforderungen und behördliche Belange sowie sedimentspezifische Fragestellungen. Die Anzahl der deutschen Betreiber beträgt laut dem Deutschen Talsperrenkomitee (DTK) (2011) 112, welche 306 Anlagen betreiben. Abbildung 1 zeigt die Lage dieser Anlagen. An der Befragung haben 15 Betreiber teilgenommen, die 163 Talsperren betreiben.

Zusätzlich wurden diese schriftlichen Aussagen durch Probennahmen und -analysen an acht deutschen Talsperren in unterschiedlichen Regionen ergänzt. Diese Beprobungen sollten Aufschluss darüber geben, in welchem Muster sich Sedimente in Stauräumen verteilen und wie deren granulometrische und chemisch-mineralogische Zusammensetzung variiert. Wo dies möglich war, wurde die Beprobung mittels Van Veen Greifer durchgeführt. Die Proben wurden nach der Entnahme zu Mischproben zusammengefasst. Die Analysen wurden vom Auftraggeber der Studie, der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe durchgeführt. Sie umfassten Siebanalysen, Röntgenfluoreszenzanalysen, Röntgenbeugungsanalysen und LECO Analysen. Die Ergebnisse wurden durch Erkenntnisse aus der Literaturrecherche ergänzt.

Die Nutzung von Talsperrensedimenten kann aufgrund zu großer fallspezifischer und regionaler Unterschiede an dieser Stelle nicht für alle deutschen Talsperren vereinheitlicht dargestellt werden. Aus diesem Grund wurde eine repräsentative Talsperre ausgewählt und entscheidende Aspekte anhand dieses Beispiels untersucht.

Auf Basis der gewonnenen Erkenntnisse wird den Talsperrenbetreibern ein einfaches System zur Entscheidungsfindung an die Hand gegeben, das eine erste Einschätzung ermöglichen soll, ob ein Sediment potentiell verwendet werden kann.

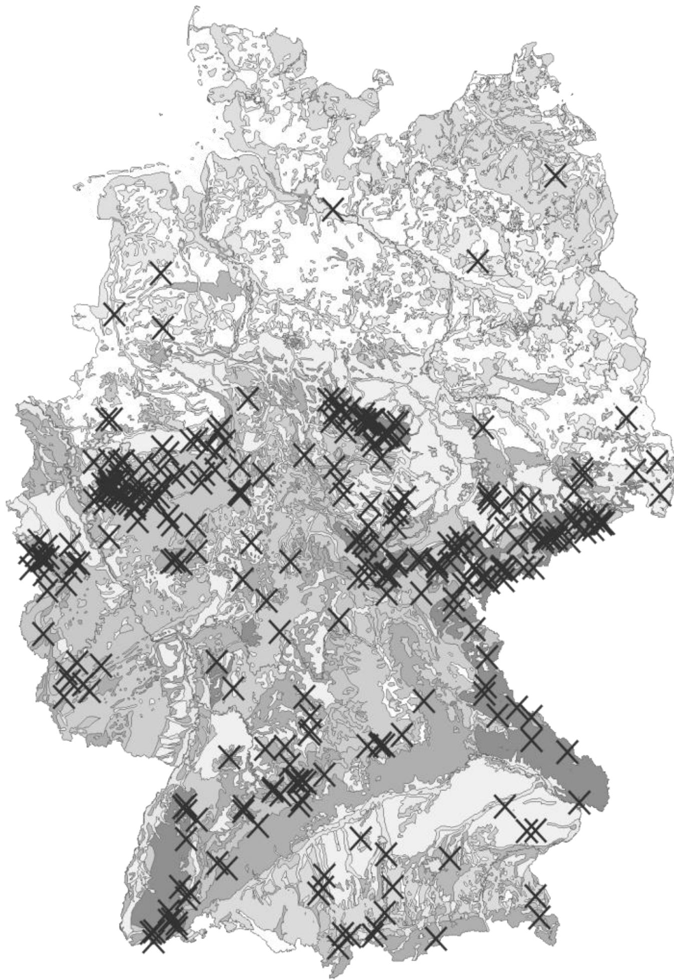


Abb. 1 Lage der 306 Talsperren in Deutschland (Quelle: DTK, 2011)

3 Einflussfaktoren für eine erfolgreiche Nutzung

Unter einer erfolgreichen Nutzung wird eine vollständige Verwendung bzw. Verwertung der in Talsperren vorhandenen Sedimente unter geringstmöglichem technischen und finanziellen Aufwand verstanden. Entscheidend sind hierbei sowohl die Angebots- als auch die Nachfrageseite und die entsprechenden Faktoren, die vom rechtlichen Rahmen beeinflusst werden (vgl. Abb. 2). Neben den messbaren Faktoren ist für eine erfolgreiche Nutzung die Kommunikation über eine notwendige Nutzbarmachung von Sedimenten mit Öffentlichkeit, Aufsichtsbehörden sowie weiteren Interessensgruppen und die Gewinnung von Vertrauen von großer Bedeutung (PIANC WG 104, 2009). Der Schwerpunkt dieser Studie liegt auf der Angebotsseite.

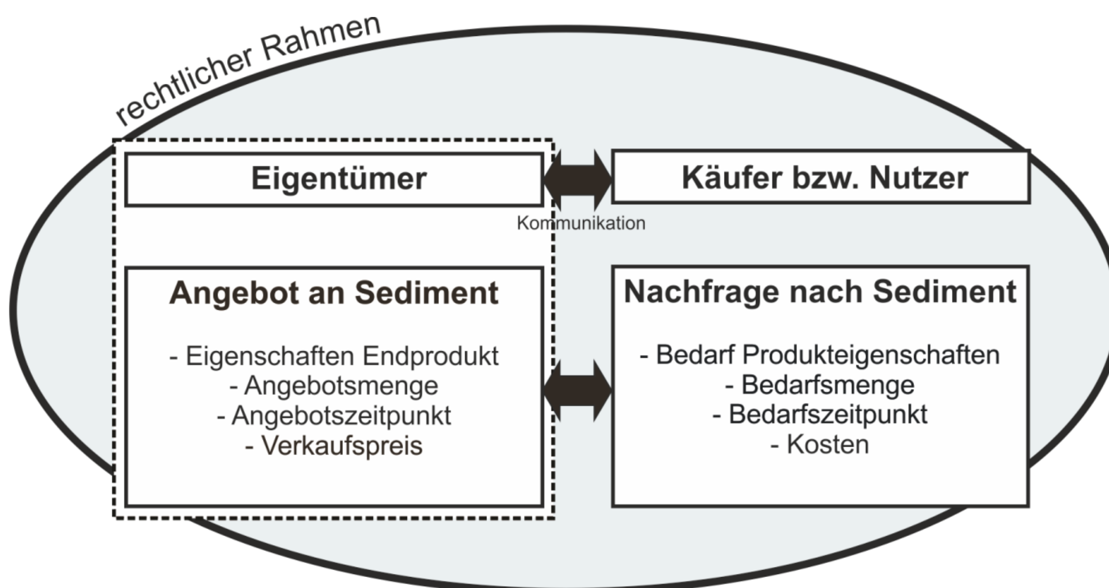


Abb. 2 Einflussfaktoren auf die Sedimentnutzung

4 Rechtlicher Rahmen

Das aus Stauseen entnommene Sediment wird allgemein als Baggergut bezeichnet. Nach der Abfallverzeichnisverordnung (AVV) wird Baggergut als Abfall kategorisiert und unterliegt damit dem Gesetz zur Förderung der Kreislaufwirtschaft und Sicherung der umweltverträglichen Beseitigung von Abfällen (KrW-/AbfG). Falls demgemäß eine Verwendung oder Verwertung wirtschaftlich nicht zumutbar oder technisch nicht möglich ist, erhält der Betreiber die Genehmigung, das Material zu entsorgen (KrW-/AbfG, § 5 Absatz 4). Die Entsorgung von Abfall soll jedoch ausdrücklich vermieden werden.

Die rechtlichen Regelungen für die Nutzung der Talsperrensedimente sind abhängig davon, ob das Material als Baustoff oder auf bzw. innerhalb der durchwurzelbaren Bodenschicht verwendet wird. Wird das Sediment auf bzw. innerhalb der durchwurzelbaren Bodenschicht verwendet, so greifen die Bestimmungen aus dem Gesetz zum Schutz vor schädlichen Bodenveränderungen und zur Sanierung von Altlasten (BBodSchG) und der Bundes-Bodenschutz- und Altlastverordnung (BBodSchV). Zur Einschätzung der Schadlosigkeit der jeweiligen Maßnahme hilft im Fall der Verwendung unterhalb der durchwurzelbaren Bodenschicht die Mitteilung 20 der Länderarbeitsgemeinschaft Abfall (LAGA) (2004). Zu den Anforderungen an das Aufbringen und Einbringen von Materialen auf oder in den Boden wurde eine Vollzugshilfe zu §12 BBodSchV erarbeitet. Diese soll Schnittstellen zwischen Bodenschutz und anderen Rechtsbereichen wie dem Grundwasserschutz und dem Abfallrecht darstellen und zudem den Paragrafen fachlich und praxisnah konkretisieren. Für den Einsatz von Abfall in Bauprodukten kann das vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) im Jahre 1998 herausgegebene Merkblatt zur „Bewertung der Auswirkungen von Bauprodukten auf Boden und Grundwasser" verwendet werden. Beachtet werden muss dabei, dass Merkblätter keinen rechtlich verbindlichen Charakter besitzen und allein zu dem Zweck verfasst wurden, Handlungshilfen zu geben und das geltende Gesetz praxistauglich zugänglich zu machen.

Dieser Umstand verdeutlicht die Komplexität der Rechtsprechung insbesondere, wenn mehrere Rechtsbereiche durch eine Maßnahme betroffen sind. Die Bundesregierung ist seit

Längerem damit befasst, die sogenannte Ersatzbaustoffverordnung auf den Weg zu bringen. Der derzeitige Arbeitsentwurf vom 6. Januar 2011 wurde bisher noch nicht erlassen.

Mit dieser Verordnung wird eine gesamtheitliche Regelung von Abfall-, Bodenschutz- und Grundwasserschutzrecht im Verwertungsfall von Ersatzbaustoffen angestrebt. Die rechtliche Situation bei der Verwertung von Talsperrensediment bleibt jedoch sehr vielschichtig und birgt viele Unsicherheiten für die Betreiber von Talsperren.

5 Charakterisierung und Nutzbarmachung deutscher Talsperrensedimente

Die Analyse der Mischproben bestätigt das in der einschlägigen Literatur angegebene Verlandungsmuster von Talsperren (Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V., 1993). Die Korngrößen der Sedimente werden von der Stauwurzel bis zum Absperrbauwerk immer feiner, was in der grafischen Darstellung der Siebanalysen eines Beispielstausees in Abbildung 3 deutlich erkennbar ist. Die Korngrößenmaxima liegen je nach Probe im Bereich zwischen Mittelkies und Feinschluff.

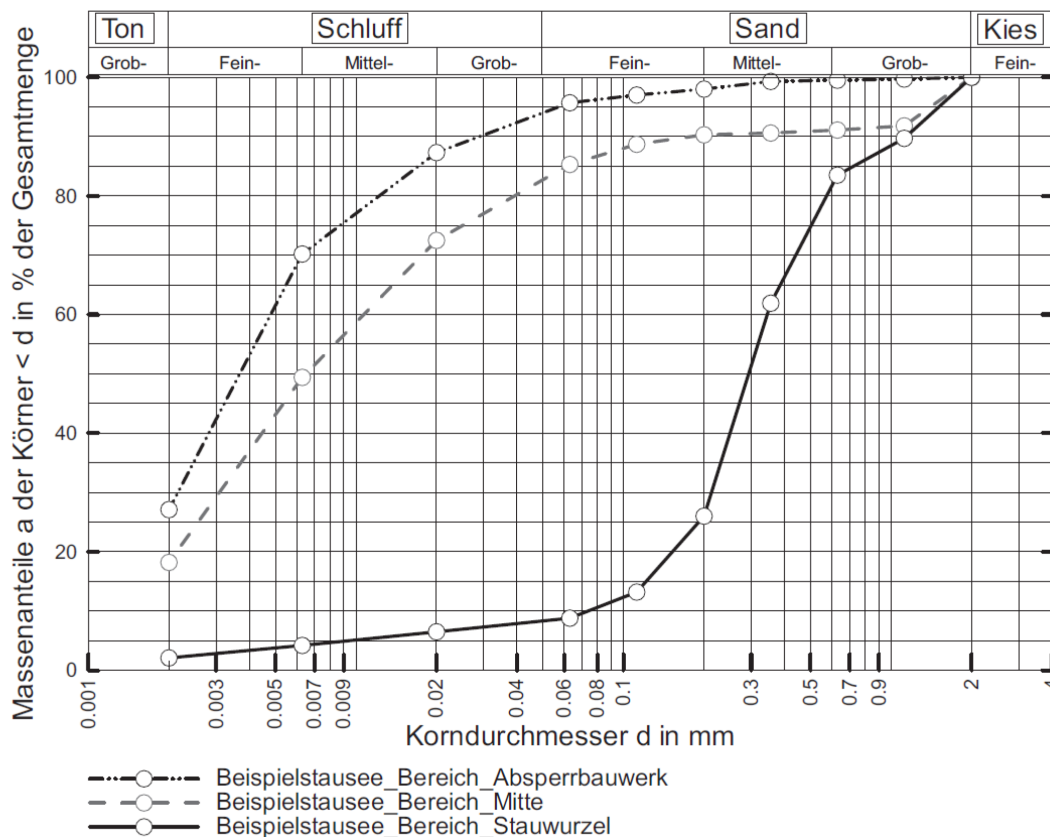


Abb. 3 Siebanalyse der Mischproben, beispielhaft für einen Stausee, aufgeteilt in die Bereiche Absperrbauwerk, Seebereich und Stauwurzel

Tabelle 1 zeigt zusammenfassend die Analysewerte ausgewählter Elemente im Vergleich mit den Grenzwerten der BBodSchV und der LAGA. Dargestellt sind die drei Einbauklassen der LAGA Mitteilung 20, die eine Deponierung ausschließen: Z0 (uneingeschränkter Einbau), Z1 (eingeschränkter offener Einbau) und Z2 (eingeschränkter Einbau mit definierten technischen Sicherheitsmaßnahmen).

Für jedes Element sind Werte gemessen worden, die von Z0 bis Z2 reichen und die Grenzwerte der BBodSchV teilweise einhalten, daher ist eine individuelle Aussage notwendig.

Tab. 1 Vergleich ausgewählter Elementgehalte der Mischproben der drei Stauseen mit den Werten der BBodSchV und den Werten LAGA/ n=8

Parameter	Mischproben aus den Stauseen	BBodSchV	LAGA		
			Z0	Z1	Z2
Cr [mg/kg]	16-237	60	60	180	600
Cu [mg/kg]	24-182	40	40	120	400
Ni [mg/kg]	9-97	50	50	150	500
Pb [mg/kg]	9-580	70	70	210	700
Zn [mg/kg]	18-1184	150	150	450	1500
TOC [%]	2-8	-	0,5	1,5	5
Glühverlust [%]	8-41	-	-	-	-

Die prinzipiellen Nutzungsmöglichkeiten von Sedimenten werden durch deren chemische, mineralogische und physikalische Eigenschaften bestimmt. Diese können durch angemessene Aufbereitungsverfahren optimiert werden. Wichtig ist es, die Aufbereitungsverfahren direkt auf die gewünschte Nutzung auszurichten und diese gemeinsam mit den Entsedimentierungsmaßnahmen und dem Transport als Produktionskette zu betrachten. Nur so können für den jeweiligen Schritt die geeigneten Verfahren ausgewählt werden. Nach Durchlaufen der einzelnen Schritte sollte das Baggergut in einem Zustand sein, in dem es als Sekundärprodukt dem Primärprodukt weitgehend entspricht. Inwieweit es diesem entsprechen muss, hängt neben den Wünschen der Nutzer von den rechtlichen Rahmenbedingungen ab (vgl. Tabelle 1).

6 Wirtschaftliches Potential

Die vergleichende Zusammenstellung der zur Herstellung des Endprodukts anfallenden Kosten weist sehr große Unterschiede je nach Art der gewünschten Produkte und der unterschiedlichen Gegebenheiten der Talsperren auf. Die Auswahl der Behandlungsverfahren und die entstehenden Kosten sind entscheidend dafür, ob sich eine Nutzung wirtschaftlich rechnet. Die Kosten der gesamten Behandlungskette dürfen für den Betreiber inklusive der Einnahmen durch das Produkt insgesamt nicht höher sein, als die Entsorgung der Sedimente. Hierfür entscheidend sind neben der Übereinkunft von gegebener und gewünschter Sedimentqualität die Menge, der Standort und der Zeitpunkt. Diese Faktoren können regional sehr unterschiedlich sein und müssen für jeden Einzelfall untersucht und bewertet werden.

Die Kosten und Einnahmen für die Aufbereitung der Sedimente geben den entscheidenden Hinweis darauf, welche Produkte es zum aktuellen Zeitpunkt in wirtschaftlicher Hinsicht weiter zu untersuchen gilt und welche Produkte vorerst nicht weiter betrachtet werden müssen. So erwies sich die Verwendung von Talsperrensedimenten zur Erstellung von landwirtschaftlichen Bodenschichten und von Deichen als ökonomisch überzeugend. Aktuell wird diese Verwendung vor allem für Baggergut an der Deutschen Küste und den Ästuaren untersucht (Bär, 2011, Universität Rostock & Universität Danzig, 2012). Die Verwendung von Baggergut zur Herstellung von Zement ist bisher weit weniger untersucht, sie wird jedoch im Einzelfall als ebenfalls aussichtsreich eingeschätzt.

Die Herstellung von Ziegeln durch Baggergut scheiterte dagegen bisher, sie wurde bereits über mehrere Jahre in unterschiedlichen Produktionsstätten getestet (Deibel et al., 2007). In der Studie wurde beispielhaft eine überschlägige Berechnung für die Nutzung eines Sediments durchgeführt. Diese ergab im Gegensatz zu den, nach Angaben der Betreiber anfallenden Durchschnittskosten von 150 €/m³ für eine Entsorgung des Sediments Kosten in Höhe von 10 €/m³ für eine Nutzung. Folglich könnte sich eine Aufbereitung und Weiterverwertung durchaus betriebswirtschaftlich rechnen.

7 Entscheidungsfindungssystem für deutsche Talsperrenbetreiber

Das Entscheidungsfindungssystem stellt schematisch, die im Rahmen dieser Studie entwickelte Vorgehensweise für Talsperrenbetreiber im Umgang mit Sedimenten, dar. Auf Basis der Sedimentanalysen sind die potenziellen Nutzungsmöglichkeiten abzuschätzen und im Einzelfall gilt es zu entscheiden, ob eine Aufbereitung des Materials notwendig ist. Wenn dies der Fall ist, gilt es zu entscheiden, welche Aufbereitungsverfahren für das Material ökologisch und technisch machbar sind. Ob die Anwendung eines Verfahrens zu Produkten führt, die die rechtlichen Grenzwerte einhalten, muss geprüft werden. Nach Prüfung aller technischen Möglichkeiten im Bereich der Aufbereitung müssen jeweils die realisierungsrelevanten und wirtschaftlichen Parameter geprüft werden. Für welches Produkt und welche Verfahren sich der Talsperrenbetreiber entscheidet, sei ihm freigestellt. Er kann unterschiedliche Prioritäten setzen, wie beispielsweise die Dauer der Herstellung, das Risiko (Einnahmen im Vergleich zu Ausgaben) und die einzelnen Schritte der Behandlungskette jeweils unter Beachtung dieser Aspekte untersuchen.

Fazit

Die Ergebnisse der Studie zeigen, dass im Einzelfall technisch als auch ökonomisch eine Nutzung von Talsperrensedimenten möglich ist. Die Bereitschaft von Betreibern zur Verwertung wird vor allem durch wirtschaftliche Faktoren beeinflusst, da eine Nutzung geringere Kosten als eine Entsorgung aufweisen muss. Die rechtlichen Regelungen sind dabei in Bezug auf die Nutzung sehr komplex und teilweise konkurrierend, was den Aufwand für den Betreiber bislang erhöht. Wichtig ist, dass die aus Talsperrensedimenten gewonnenen Sekundärprodukte dem Primärangebot weitgehend entsprechen und eine Nachfrage besteht. Ebenso muss der Markt bereit sein, die Sekundärrohstoffe qualitativ anzunehmen.

Folglich könnte die Nutzung von Talsperrensedimenten im Einzelfall eine gute Möglichkeit der Rohstoffgewinnung darstellen. Rechnet sich die Nutzung schon betriebswirtschaftlich, so ist sie aus volkswirtschaftlicher Sicht besonders attraktiv.

Die Studie ist auf den Internet-Seiten der Deutschen Rohstoffagentur abrufbar (www.deutsche-rohstoffagentur.de).

Literatur

[01] Abfallverzeichnis-Verordnung (AVV) vom 10. Dezember 2001. (BGBl. I S. 3379), zuletzt geändert durch Artikel 7 des Gesetzes vom 15. Juli 2006 (BGBl. I S. 1619).

[02] Bär, F. (2011): Verwertung von Sedimenten aus Talsperren/Stauanlagen als durchwurzelbare Bodenschicht auf landwirtschaftlichen Flächen. In: Müll und Abfall, Nr. 9, 2011, S. 424-429.

[03] Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR): Berechnungen zum Rohstoffbedarf in Deutschland, Hannover.

[04] Bundes-Bodenschutz- und Altlastenverordnung (BBodSchV) vom 12. Juli 1999 (BGBl. I S. 1554), zuletzt geändert durch Artikel 16 des Gesetzes vom 31. Juli 2009 (BGBl. I S. 2585).

[05] Deibel, I. et al. (2007): Beneficial use. In: Sustainable Management of Sediment Resources - Sediment and Dredged Material Treatment. Amsterdam, Niederlande: Elsevier B.V., S. 119–131.

[06] Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V. (DVWK) (Hrsg.) (1993): Verlandung von Flußstauhaltungen - Morphologie, Bewirtschaftung, Umweltaspekte und Fallbeispiele. Hamburg, Berlin: Verlag Paul Parey.

[07] Deutsches Talsperrenkomitee e.V. (DTK) (2011): Verortung deutscher Talsperren. Dresden.

[08] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt) (2008): Grundsätze zur Bewertung der Auswirkungen von Bauprodukten auf Boden und Grundwasser. Berlin.

[09] Gesetz zur Förderung der Kreislaufwirtschaft und Sicherung der umweltverträglichen Beseitigung von Abfällen (Kreislaufwirtschafts- und Abfallgesetz - KRW-/ABFG) vom 27. September 1994 (BGBl. I S. 2705), zuletzt geändert durch Artikel 8 des Gesetzes vom 11. August 2010 (BGBl. I S. 1163).

[10] Gesetz zum Schutz vor schädlichen Bodenveränderungen und zur Sanierung von Altlasten (Bundes-Bodenschutzgesetz - BBodSchG) vom 17. März 1998 (BGBl. I S. 502), zuletzt geändert durch Artikel 3 des Gesetzes vom 9. Dezember 2004 (BGBl. I S. 3214).

[11] Länderarbeitsgemeinschaft Abfall (2004): LAGA: Technische Regeln über die Anforderungen an die stoffliche Verwertung von mineralischen Abfällen: Teil II: Technische Regeln für die Verwertung, Punkt 1.2. Bodenmaterial (TR Boden). Stand: 5.11.2004.

[12] PIANC WG 104 (2009): Dredged material as a resource. Brüssel, Belgien: PIANC Secr t ariat G n ral .

[13] Umweltbehörde der freien Hansestadt Hamburg & Lahmeyer International (1995): Machbarkeitsstudie über die Verwertung von belasteten Sedimenten. Frankfurt am Main.

[14] Universität Rostock & Universität Danzig (2012): DredgDikes - Baggergut im Deichbau. Verfügbar unter: http://www.dredgdikes.eu/de/baggergut -im-deichbau-16 [Zugegriffen am 20. November 2011].

[15] Vollzugshilfe zu § 12 BBodSchV, Stand 11. 9. 2002.

Anschrift der Verfasser

Elena Pummer
Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
RWTH Aachen
Mies-van-der-Rohe-Str. 1
D-52056 Aachen
E-mail: pummer@iww.rwth-aachen.de

Holger Schüttrumpf
Sebastian Henkel
Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
RWTH Aachen
Mies-van-der-Rohe-Str. 1
D-52056 Aachen

Peter Buchholz
Martin Schmitz
Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe
Stilleweg 2
D-30655 Hannover

Post Processing Methods of Moving Boat ADCP Measurements: Time Averaging vs. Distance Averaging

Markus Foerst, Nils Rüther

Abstract

The development of ADCPs made it possible to extend their use from discharge and bathymetry measurements to measurements of water flow. This paper focuses on post processing methods: This paper compares three possible averaging methods for moving boat ADCP measurements: Time averaging, time averaging with moving window, and distance averaging. Time averaging with moving window, at the moment the most common method, shows rather smooth data, which are useful for model calibration. The distance averaging methods show more detail within the flow structure. In this way it was possible to detect and visualize secondary currents and the smaller outer bend circulation triggered by the secondary current.

1 Introduction and Aims

Acoustic Doppler Current Profilers (ADCP) have been used in first place to measure water discharge. Over the years of development the measurement method became effective and reliable, and therefore economical to use. In addition, when measuring the water flow with an ADCP, the bathymetry for each measurement is recorded. For basic understanding of ADCP measurements are described by Gunawan, Sterling, & Knight (2010), Muste et al. (2004), RDInstruments (2011), and Simpson (2001). Nowadays, scientists use the possibility to receive the raw data including the velocity vector for each cell. This makes the ADCPs a useful tool to analyse the velocity pattern and turbulence characteristics in rivers. Flow structure measurements usually are conducted by stationary ADCP measurements (Nystrom et al., 2007) or with Acoustic Doppler Velocimeters (ADV) (Abad et al., 2008). Latter one is more costly and more time consuming. ADCP measurements with a moving boat, however, make it easy to obtain a huge set of data along a cross section to measure velocities and flow directions. This method can also be used for measuring flow structures, such as main flow areas (Baranya et al., 2008). The disadvantage though is it was not possible to detect small flow structures by moving boat ADCP measurements. The purpose of this paper is to show, that it is possible to measure water flow with a much higher resolution using distance averaging post processing instead of time averaging post processing. Thus the data of 72 transects from a lowland river (Breivikseidet, W34 445098 7727911) in northern Norway have been analysed and post processed with a distance averaging method and a time averaging method. The reach is between20 and 30 m wide and its discharge between 9 and 20 m3s-1. In this study two transects from two consecutive meander bends will be compared. More detail about this case study is published in Foerst and Rüther (2012).

2 Post processing Methods for ADCP Data

Data collection

The ADCP sends an ultrasound ping with a frequency between 1 and 0.8 Hz while it is moving perpendicular to the thalweg. Each ping collects data about the depth, the water flow within a certain cell, and the movement of the vessel. While measuring, the velocity of the vessel must not exceed the velocity of the water; recommended is that the vessel moves with the speed of half the water velocity perpendicular to the main water direction (Muste et al., 2004; RDInstruments, 2011; Yorke and Oberg, 2002). This leads to different distances between single pings and therefore to different results depending on the post processing method. Further, it is necessary to record stationary at the beginning and end of the movement for 10 to 20 pings. This is necessary to get reliable interpolating for the discharge. In this study two transects from two consecutive meander bends will be compared. Figure 2 displays transect 23 and transect 64 on the left and right side, respectively. Transect 23 is from a right bend with the erosion bank on the left side and transect 64 shows a transect from the consecutive left bend with the erosion bank on the right side. The difference in velocity and geometry are due to different post processing methods.

Post processing – transects

The ADCP was mounted on a trimaran connected by a rope to a mobile cableway(Foerst and Rüther, 2012). In this way it was possible to collect data in different positions within a short time span. For each transect four measurements have been conducted. The direction and position of the moving boat were determined by bottom track and a digital compass inbuilt in the ADCP housing. The cableway made sure that the moving vessel measures along the same transect each time without any noteworthy divergence from the course.

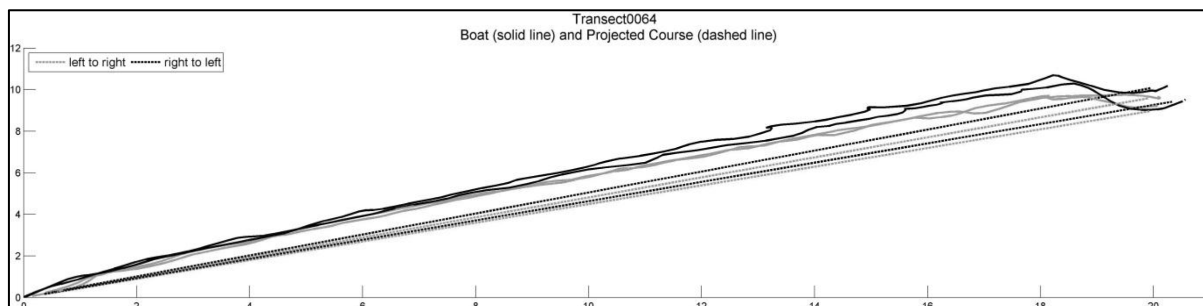


Figure 1 Boat course recorded (solid) and after projection (dashed); distance in m.

First the technical problem of slightly downstream bowed course had to be removed. This was done by projecting the course and the water velocity vector in each bin on an imaginary straight line between the two suspension points from the cable way (figure 01). In the same way each velocity vector has been projected onto this plane from the taken transect. The bend at the west bank (erosion bank) is a technical issue, which occurs since the suspention point needed to be mounted significant higher than the suspention point at the east bank.

Post processing velocities – distance averaging

Distance averaging is based on the thought that pings within a certain area have to be averaged. Since it can be assumed that all four movements are on the same course it is possible to average across all movements.

In this case the distance has been determined by 0.75 m; a value, which gave in the best overall results based on 72 transects. Criteria behind this evaluation have been a minimum of 4 pings within each 0.75 m and a minimum standard deviation (σ_{min}) for both, standard deviation for the north velocity component (σ_{Nvel}) and standard deviation for the east velocity component (σ_{Evel}) between 0.5 and 1.25 cm (equation 1) . Thereby it has been avoided that the averaging distance becomes too big, which would result in too few data to interpret. The vertical velocity component has not been taken into account.

$$\sigma_{min} = \sqrt{\sigma_{Nvel}^2 + \sigma_{Evel}^2}$$

Equation 1 Definition for optimized σ

The bathymetry shows a clear slip-off slope at the right bank (transect 23), and a distinguished erosion bank at the left side (transect 23); transect 64 the other way round. This is due to the geographical location in a right turn (transect 23) and left turn (transect 64).

The main velocity is in the middle of the river and decreases to the banks. The velocity is nearly 0 ms^{-1} at the erosion bank. Transect 23 shows one distinct high velocity cell, while in transect 64 the high velocity region is split into two. In transect 23 the high velocity cell is concentrated around one spot. Transect 64 has it more diffuse over a wider distance. The water flow shows a very well developed secondary current in transect 23, which goes along the bottom in point bar direction and moves from the point bar along the water surface. In transect 64, the secondary current exists, however, it is far weaker developed. In both transects the outer cell region (Blanckaert, 2004; Thorne and Hey, 1979) is visible and in the figure enlarged.

The velocity vectors give a homogenous picture. Exceptions are the flow structure vectors at the riverbed. These show velocities which are not realistic and are regarded as outliers.

Post processing velocities – time averaging

Time averaging is also known as ping averaging. This means that consecutive pings are averaged. This can be done by averaging a certain amount of pings together or by a moving window with a certain percentage overlap. The average of consecutive pings results in distinctive columns. Therefore it shows the average over this time span. An averaging across the movements is not sensible, since the amount of pings is usually different between the single movements. Therefore figure 2 B-D shows movement 3 from transect 23 and movement 2 from transect 64. These have been chosen, because they were most similar to the distance averaging plot.

Three different post processing and visualisation methods for time averaging are shown in figure 2. The chosen transects have been averaged over 6 pings (figure 2 B). This is similar to the average of the distance averaging method described above, except that only one movement is averaged rather than all four. There is no noteworthy difference in the bathymetry. Exceptional the left bank in transect 23. It looks like that there is the beginning of a horizontal ledge at the erosion bank, which does not exist. This phenomenon gets clearer in figure 2 D and is caused by the first and last stationary taken pings. In transect 23 the high velocity cell is overestimated.

The contrast between low and high velocities is a bit higher than in the distance averaged transect. Transect 64 shows the opposite. The area of high velocity is smaller and the colour distribution looks smoother. The vectors for perpendicular flow show a less clear structure than before. Though in transect 23 the secondary flow is still recognizable, the outer region circulation is not detectable. In transect 64 have the vectors a higher magnitude and show similar results as by distance averaging. Though the outer region circulation is hardly recognizable, it is still visible. The unrealistic vectors close to the riverbed are more abundant and not limited to the riverbed, but reach up to the water surface.

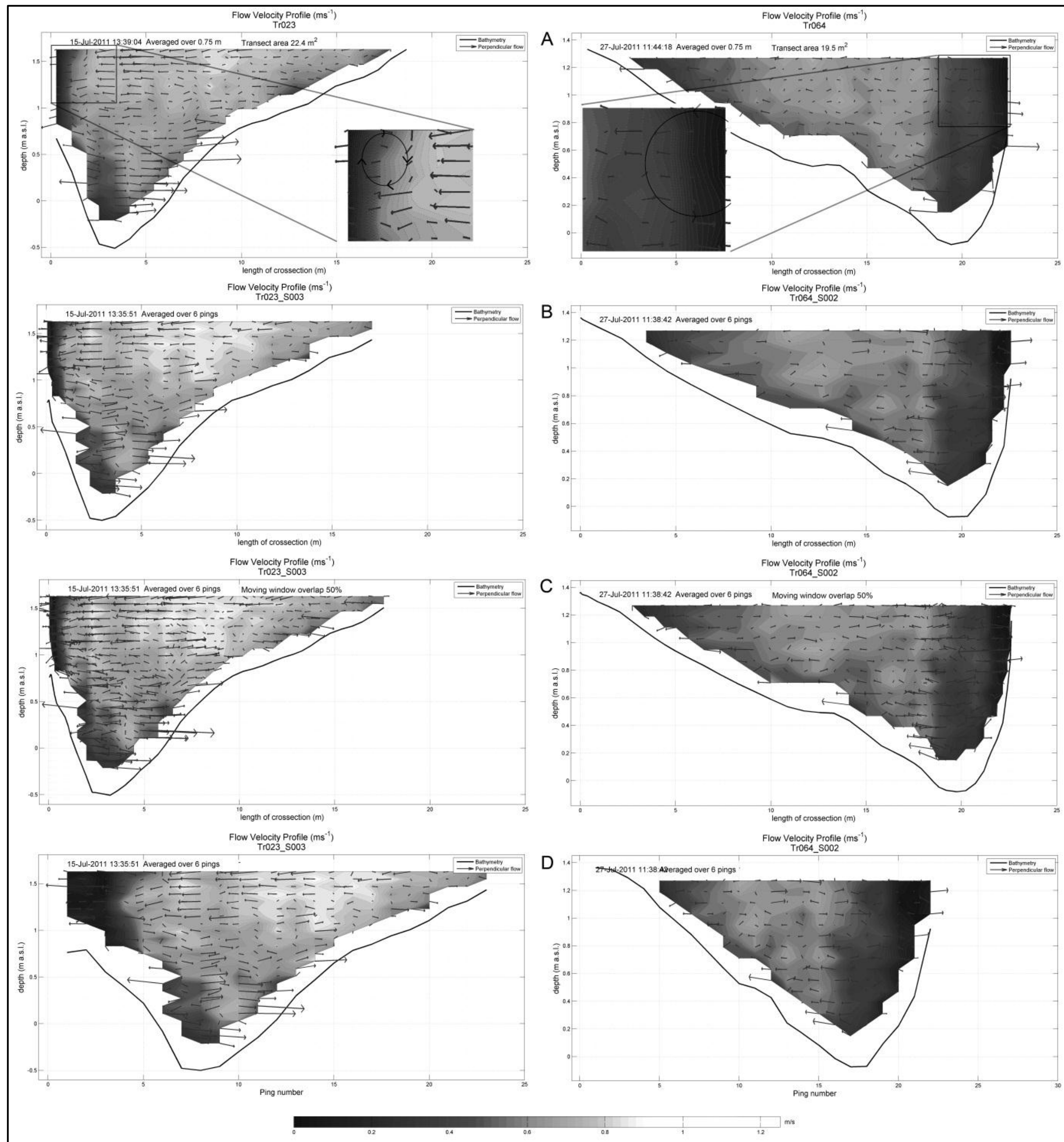


Figure 2 Flow structure by distance averaging (A), time averaging (B), time averaging with moving window 50 % overlap (C), and time averaging plotted against ping number (D). Vectors show a ratio z:h of 1:10

Figure 2 C shows the same data averaged with a moving window. The window size has been 6 pings as before, but with an additional overlap of 50 %. This results in seemingly more data. The difference to the averaging before is, that data get smoother. The bathymetry shows round edges where sharper edges were before. This smoothing leads also to a reduced contrast in the main velocity plot. The vectors for the perpendicular flow are similar to figure 2 B. The smoothing effect is hardly influencing the vectors. It rather has the opposite effect. The vectors along the water surface in transect 64 are not as constant as they are in figure 2 B.

The transects in figure 2 D show the same method than figure 2 B. However, they have been plotted on a time scale (1 ping = 1.2 s). Plotted against time, the geometry will be compressed in the middle of the transect, where the vessel moved faster and stretched at the slower moving parts near the river banks. This is similar to the raw data which are visualized with the manufacturer software. At the left riverbank the indicated floodplain does not exist and is an artefact from the measurement method, where it is necessary to keep the vessel for 10 to 20 pings to get a reliable interpolation of the riverbank for the discharge.

3 Discussion

1. Transects: The divergence of the course at the right side of the river is caused by measurement errors and that the start and end position at the left side has been defined as fix position. This was to make calculations easier, since the ADCP was not equipped with a GPS system. The raw data show no indicator for bed movement, which would be an unusual bend along the course. Further the vessel was forced to stay on its course. Therefore it can be assumed, that all transects are on the same position within the cableway margins. This assumption is reinforced by the low divergence of 2 transect from the same direction. The average divergence is less than 30 cm, which lies within the movement tolerance of the cable way.

2. Bathymetry: It is not really apparent, that the smoother bathymetry with the moving window method gives better results. The bigger issue is the wrong geometry in areas where the vessel is moving back due to local turbulences or necessary low moving velocities.

3. Velocities: The mean velocities are overestimated in the first transect and underestimated in the second one by time averaging. The most likely reason is, that for the distance averaging more data has been available and for the time averaging only about 25 % of these data has been able to be considered. Therefore the over- and underestimation is based on lacking possibilities to average more data. Using a moving window smooth’s data, this might be useful if data measured compared with data modelled.

4. Perpendicular flow: Time averaging shows worse data when it comes to flow structures. One reason that the moving window has little effect on the vectors might be that the weight has been on the direction rather than the actual magnitude. The fact that the outer cell region is recognizable in transect 64 through all 4 methods, is probably based on the lower overall velocity in this transect, which leads to less turbulent water flow. It is clear that the more turbulent the flow is, the more data are necessary at the same position to compensate fluctuations.

5. Plotting: Visualizing the data with a time plot results in a horizontal deformation. This can be useful when to many data would be plotted within a short distance. Otherwise, the deformation is difficult to evaluate, since the deformation can be different for each ping. This depends on the vessel movement during the measurement. The more homogenous the movement has been the more homogeneous is the time/distance ratio. This assumes first, that the water velocity is homogenous along the measured cross section and that it is possible to move the vessel in a homogenous speed.

Conclusion

The velocity of the vessel during the measurement is normally not constant. This is due to the adaption of the vessel speed on the water speed. Further the manual dragging of the vessel over the river leads normally to different velocities.

The practical limitation of similar moving speed across a transect is also given by the river size. In a river as big as the Danube (Baranya et al., 2008) it is not necessary to lower the vessel speed extremely when approaching the riverbank. Additionally, the error at the first and last meter may not count much for a wider cross section like e.g. 600 m. Time averaging seems acceptable with large rivers or to get an overview over the water velocities. The moving window method is an acceptable choice for comparison with model data. However, time averaging has its limitation in areas with low water velocity and rivers with a high velocity gradient along the cross section. The other limitation is that it is usually not possible that movements along the same cross section can combined together. When using time averaging it is highly important to improve the quality during measurements. First by moving the vessel in with a constant speed, second by moving as slow as possible to collect as many data within a short distance as possible. Further problems occur at places with low water velocity or mixing layers. In cases the vessel changes the direction (figure 1) the result of the post processing might lead to wrong interpretation of the data.

Using the distance averaging method the data on the one hand become more reliable, since all data from a transect can be averaged. On the other hand side single pings which are spatial adjacent are combined rather than chronological consecutive pings. This leads to possibilities that the flow structure can be visualized with a higher resolution as it is possible with time averaging. Regarding the comparison of transect 23 and transect 64 the distance averaging method gains on strength when the flow becomes more turbulent.

Literature

[01] Abad, J.D., Rhoads, B.L., Guneralp, I., and Garcia, M.H., 2008, Flow structure at different stages in a meander-bend with bendway weirs: Journal of Hydraulic Engineering-Asce, v. 134, p. 1052-1063.

[02] Baranya, S., Goda, L., Józsa, J., and Rákóczi, L., 2008, Complex hydro- and sediment dynamics survey of two critical reaches on the Hungarian part of river Danube: IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, v. 4, p. 012038.

[03] Blanckaert, K., 2004, Secondary flow in sharp open-channel bends: Journal of Fluid Mechanics, p. 353-380.

[04] Foerst, M., and Rüther, N., 2012, Mean and Turbulent Flow Structures in two Consectutive Meander Bends, IAHR Europe, Proceeding 2012, Volume in press: Munich, Germany.

[05] Gunawan, B., Sterling, M., and Knight, D.W., 2010, Using an acoustic Doppler current profiler in a small river: Water and Environment Journal, v. 24, p. 147-158.

[06] Muste, M., Yu, K., and Spasojevic, M., 2004, Practical aspects of ADCP data use for quantification of mean river flow characteristics; Part I: moving-vessel measurements: Flow Measurement and Instrumentation, v. 15, p. 1-16.

[07] Nystrom, E.A., Rehmann, C.R., and Oberg, K.A., 2007, Evaluation of Mean Velocity and Turbulence Measurements with ADCPs: Journal of Hydraulic Engineering, v. 133, p. 1310-1318.

[08] RDInstruments, 2011, Acoustic Doppler Current Profiler Principles of Operation A Practical Primer: Poway, CA, USA.

[09] Simpson, M.R., 2001, Discharge Measurements Using a Broad-Band Acoustic Doppler Current Profiler

[10] Thorne, C.R., and Hey, R.D., 1979, Direct measurements of secondary currents at a river inflexion point [8]: Nature, v. 280, p. 226-228.

[11] Yorke, T.H., and Oberg, K.A., 2002, Measuring river velocity and discharge with acoustic Doppler profilers: Flow Measurement and Instrumentation, v. 13, p. 191-195.

Address of the author

Markus Foerst
Department of Hydraulic and Environmental Engineering
Norwegian University of Science and Technology
S.P.Andersensvei 5
NO-7491 Trondheim
E-mail: markus.foerst@ntnu.no

Auffindbarkeit von Fischaufstiegsanlagen – Untersuchung des Unterwassers von Niederdruckwasserkraftanlagen

Sebastian Bader

Kurzfassung

Im Rahmen eines Forschungsvorhabens zur Auffindbarkeit von Fischaufstiegsanlagen an Niederdruckgefällsanlagen soll das Unterwasser der in den deutschen Bundeswasserstraßen vorhandenen Querbauwerke untersucht werden. Das Ziel dieses Vorhabens ist es, Erkenntnisse über das Strömungsverhalten in diesem Anlagenbereich zu erhalten und Richtlinien für Kraftwerksbetreiber abzuleiten, um fischfreundliche Strömungsbedingungen für einen gut auffindbaren Fischaufstieg zu erreichen.

Dazu soll mittels moderner Messtechnik an einem Laborversuchsstand die Geschwindigkeits- sowie die Turbulenzverteilung im Unterwasserbereich eines Kaplan-Halbspiralturbinenprüfstands aufgenommen werden. Um hierfür geeignete Untersuchungsfälle abzuleiten, soll eine Vorstudie – neben der Auswahl geeigneter Messtechnik – die Gefällestufen in den Bundeswasserstraßen analysieren, Unterschiede und Gemeinsamkeiten aufzeigen und Anlagenklassen definieren. Daraus lassen sich verschiedene Messprogramme aufstellen, die u.a. den Betrieb der Turbinen (regulärer Betrieb vs. off-cam-Betrieb), sowie die Unterwasseranschlussgeometrien (Saugrohrgeometrie, konstruktive Leitelemente, Einleitung aus Fischpass etc.) untersuchen sollen. Mit Hilfe der daraus gewonnenen Erkenntnissen können Richtlinien für den geeigneten Betrieb der Turbinen bzw. der gezielten Beeinflussung der Unterwasserströmung durch Einbauten gewonnen werden, die zu einer Verbesserung der Auffindbarkeit von Fischaufstiegsanlagen führen sollen. Begleitet werden die Laborversuche von Feldmessungen an ausgewählten Kraftwerksanlagen, die helfen sollen die Untersuchungsergebnisse aus dem Labor zu verifizieren, sowie die Möglichkeit bieten, an den gewählten Anlagen fischfreundliche Unterwasserströmungsbedingungen bei gleichzeitiger Sicherung der Jahresenergieerzeugung zu erreichen.

Durch die Wiederherstellung der Durchgängigkeit der europäischen Fließgewässer wird unter anderen zur Erfüllung der EU Wasserrahmenrichtlinie (WRRL) beigetragen, welche bis 2027 das Erreichen eines „guten ökologischen Zustandes“ für alle Binnen-Oberflächengewässer in Europa verlangt.

1 Einleitung

Der ökologische Zustand europäischer Fließgewässer hat sich mit Beginn der Industrialisierung des 19. Jahrhunderts stetig verschlechtert. Das Verständnis von Natur war für den Menschen nach der Kulturepoche der Romantik (Anfang bis Mitte des 19. Jahrhunderts) vor allem dadurch geprägt, dass die Natur dem Menschen vollständig untertan ist und er schließlich beliebig auf deren Ressourcen zugreifen kann.

Die direkte Verschmutzung vieler Fließgewässer durch ungefilterte Einleitung industrieller Abwässer, die Erwärmung des Wassers durch Rückführung des Kühlwassers großer Kohlekraftwerke, sowie der unbegrenzte Zugriff des Menschen auf natürliche Ressourcen

stellen die Basis der heute weltweit diskutieren Problematik der anthropogen verursachten Klimawandels und der damit verbundenen Ausweitung extremer natürlicher Ereignisse, wie Sturmfluten und Trockenperioden, dar.

Neben der Ausbeutung und Verschmutzung natürlicher Ressourcen wurde es dem Menschen durch den zunehmenden technischen Fortschritt möglich, stark in die Natur und ihre jahrtausendalten Strukturen einzugreifen, um zunächst eine als vorteilhaft erscheinende Anpassung der Natur zu erzwingen. Hierzu zählen unter anderem die sogenannte Korrektion vieler Flüsse, die es sich zur Aufgabe machte, die natürlichen mäandrierenden Flussverläufe zu begradigen, um einerseits auf beiden Uferseiten landwirtschaftlich nutzbare Fläche zu gewinnen sowie die Auswirkungen von Hochwasserereignissen im Oberlauf zu minimieren und andererseits die durch eine erhöhte Fließgeschwindigkeit hervorgerufene Eintiefung der Flusssohle zur Schiffbarkeitsmachung der Flüsse auszunutzen.

Auch im 20. Jahrhundert setzte sich der unreflektierte Umgang mit natürlichen Ressourcen weiter fort und führte schließlich dazu, dass viele europäische Fließgewässer einen gemäß der Definition der WRRL schlechten ökologischen Zustand erreichten (siehe auch Tab. 1). Als Gradmesser für diesen Zustand können unter anderem die Bestände derjenigen Lebewesen herangezogen werden, die natürlicherweise im jeweiligen Gewässer vorkommen. Steigt bzw. stagniert der Bestand einer Spezies auf einem hohen Niveau kann man von guten bis sehr guten ökologischen Bedingungen sprechen – im Gegenschluss kann man von einem unbefriedigenden oder schlechten ökologischen Zustand ausgehen, wenn sich zurückgehende Bestände bzw. im Extremfall das Verschwinden von Arten feststellen lassen.

Erst seit dem Übergang in das 21. Jahrhundert findet ein verbreitetes Umdenken im Umgang des Menschen mit der Natur statt. Dieses ist vor allem dadurch begründet, dass wissenschaftliche Erkenntnisse des tatsächlichen und messbaren negativen Einflusses des Menschen auf die Natur und insbesondere das Klima, sowie die Auswirkungen dieser Einflussnahme bekannt werden und durch die mediale Vernetzung einem sehr breitem Publikum kommuniziert werden können. In diese Zeit fällt auch der Erlass der Wasserrahmenrichtlinie der Europäischen Union aus dem Jahre 2000, welche sich zur Aufgabe macht *„einen Rahmen zu schaffen, um Binnenoberflächengewässer, Mischgewässer, Küstengewässer und aquatische Ökosysteme zu schützen“* [1]. Um dies zu erreichen soll unter anderem *„der Status aquatischer Ökosysteme geschützt und aufgewertet werden“* [1].

Neben vielen weiteren Maßnahmen (wie z.B. Filtration von Industrieabwässern) liegt ein Weg um dieses Ziel zu erreichen darin, detaillierte Analysen und gezielte Verbesserungen von Betrieb und Design von Bypass-Systemen an vorhandenen Querbauwerken, wie z.B. Fischaufstiegsanlagen, durchzuführen. Dies geschieht mit dem Hintergrund dadurch Fischen und anderen aquatischen Lebewesen die Möglichkeit zu bieten sicher und unverletzt Wehre, Dämme und andere Querbauwerke in europäischen Flusssystemen zu überwinden. Das dadurch erhoffte Ansteigen bzw. Zurückfinden der natürlicherweise vorkommenden Arten in diese Gewässer, kann neben vielen weiteren Maßnahmen zu einer Verbesserung des ökologischen Zustandes der Gewässer führen und somit zum Ziel der Europäischen Union beitragen bis 2027 in allen Binnengewässern einen *„guten ökologischen Zustand“* [1] zu erreichen, siehe auch Tab 1.

Tab. 1: Definition des „Ökologischen Zustandes“ nach EU-WRRL [1]

Differenzierung des Zustands	Allgemeine Beschreibung
Sehr guter ökologischer zustand	Die Werte für die einschlägigen biologischen Qualitätskomponenten entsprechen unter Berücksichtigung der physikalischen Bedingungen, die sich aus den künstlichen oder erheblich veränderten Eigenschaften des Wasserkörpers ergeben, soweit wie möglich den Werten für den Oberflächengewässertyp, der am ehesten mit dem betreffenden Wasserkörper vergleichbar ist.
Guter ökologischer Zustand	Die Werte für die biologischen Qualitätskomponenten des Oberflächengewässertyps zeigen geringe anthropogene Abweichungen an, weichen aber nur in geringem Maße von den Werten ab, die normalerweise bei Abwesenheit störender Einflüsse mit dem betreffenden Oberflächengewässertyp einhergehen.
Mäßiger ökologischer Zustand	Die Werte für die einschlägigen biologischen Qualitätskomponenten weichen mäßig von den Werten ab, die für das höchste ökologische Potential gelten. Diese Werte sind in signifikanter Weise stärker gestört, als dies bei einem guten ökologischen Potential der Fall ist.
Unbefriedigender Zustand	Gewässer, bei denen die Werte für die biologischen Qualitätskomponenten des betreffenden Oberflächengewässertyps stärkere Veränderungen aufweisen und die Biozönosen erheblich von denen abweichen, die normalerweise bei Abwesenheit störender Einflüsse mit dem betreffenden Oberflächengewässertyp einhergehen, werden als unbefriedigend eingestuft.
Schlechter Zustand	Gewässer, bei denen die Werte für die biologischen Qualitätskomponenten des betreffenden Oberflächengewässertyps erhebliche Veränderungen aufweisen und große Teile der Biozönosen, die normalerweise bei Abwesenheit störender Einflüsse mit dem betreffenden Oberflächengewässertyp einhergehen, fehlen, werden als schlecht eingestuft.

2 Motivation

Die EU-Wasserrahmenrichtlinie verlangt von den EU-Mitgliedsstaaten bis spätestens 2027 die ökologische Verbesserung der europäischen Oberflächengewässer (Erreichen eines *„guten ökologischen Zustandes“* [1] aller Gewässer). Hierzu zählen insbesondere auch die Flusssysteme, in denen zur Energienutzung bzw. aus hydrologischen Gründen (Vermeidung der Absenkung des Trinkwasserpegels) sowie zur Sohlstabilisierung im Laufe des 20. Jahrhunderts zahlreiche Querbauwerke installiert wurden.

Neben der WRRL fordern auch die EU-Flora-Fauna-Habitat-Richtlinie (EU-FFH) [2] aus dem Jahre 1992 sowie die EU-Aal-Verordnung (2007) [3] ein schnelles Handeln. Während die EU-FFH-Richtlinie mehrere Arten, wie z.B. den Lachs und den Rapfen, als Arten *„von gemeinschaftlichen Interesse“* [2] ausweist, *„für deren Erhaltung besondere Schutzgebiete ausgewiesen werden müssen“* [2] – deren guter Zustand wiederhergestellt bzw. gewahrt werden muss – nimmt sich die Aal-Verordnung zum Ziel eine Abwanderung von *„mind. 40% der Blankaale, die ohne menschliche Einflüsse in das Meer abgewandert wären“* [5] zu erreichen. Auch diese beiden Verordnungen führen den akuten Handlungsbedarf an den vorhandenen Querbauwerken an, denn diese stellen für aquatische Lebewesen, wie unter anderem Fische, Hindernisse dar, die deren Wanderung zu Laichzwecken bzw. zur

Nahrungssuche, erschweren oder gänzlich unmöglich machen. Um die Folgen einer gestörten Durchgängigkeit der Flüsse – z.B. Absiedeln bestimmter Spezies – zu minimieren bzw. rückgängig zu machen, werden Aufstiegshilfen an den Querbauwerken installiert. Die Qualität ihrer Funktionalität untergliedert sich in zwei Bereiche

- Auffindbarkeit des Einstiegsbereichs der Anlage im Unterwasser des Querbauwerkes, sowie die
- Passierbarkeit der Anlage.

In Zusammenarbeit mit der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) startet im Juni 2012 ein Forschungsvorhaben an der Technischen Universität München, das es sich zur Aufgabe macht, das Unterwasser solcher Anlagen sowohl im Labor als auch im Feld strömungstechnisch zu vermessen und Leitlinien für die geometrische Gestaltung des Wasserbaus, sowie der Hydraulik im Unterwasserbereich und den Betrieb turbinentechnischer Ausstattung dieser Anlagen im Hinblick auf eine gute Auffindbarkeit der Fischaufstiegsanlagen zu entwickeln.

3 Fragestellung

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens sollen neue und detaillierte Erkenntnisse über Strömungsbedingungen im Unterwasser von Niederdruckanlagen gewonnen werden. Dabei interessieren im Hinblick auf das Erreichen einer guten Auffindbarkeit der installierten / zu installierenden Fischaufstiegsanlagen vor allem die Geschwindigkeiten und Strömungsstrukturen (Turbulenzen, Wirbel etc.). Diese stellen – ohne abschließende und gesicherte Erkenntnisse aus der etohydraulischen Forschung zu haben – bislang die aussagekräftigsten Informationen bei der Optimierung der Auffindbarkeit von FAA dar. Versuche mit lebenden Tieren legen den Verdacht nahe, dass sich Fische am ehesten entlang einer wenig turbulenten und gerichteten Leitströmung hoher Fließgeschwindigkeit zum Einstieg der FAA locken lassen [4].

Das heißt es sollen vor allem Erkenntnisse über die

- Geschwindigkeits- und
- Turbulenzverteilungen

im Unterwasser der Gefälleanlagen sowie insbesondere Möglichkeiten zu deren Beeinflussung ermittelt werden. Hierzu soll ein Laborversuchsstand aufgebaut werden, welcher realitätsnah die Bedingungen an einer Niederdruckwasserkraftanlage wiedergibt.

Da verschiedene Untersuchungsfälle angedacht sind (Variation des Turbinenbetriebes, Variation der Unterwasseranschlussgeometrien sowie dortige wasserbauliche Einbauten), sollte der Unterwasserbereich des Prüfstandes messtechnisch möglichst uneingeschränkt zugänglich sein, um hochaufgelöste Messungen der Geschwindigkeitsverteilungen möglich zu machen.

Die hierfür benötigte Messtechnik ist im Hinblick auf die Anforderungen eines aussagekräftigen Bildes der Strömungsbedingungen im Unterwasser dieser Anlagen auszuwählen.

4 Methoden

Teil I – Voruntersuchungen

An deutschen Bundeswasserstraßen finden sich ca. 340 Querbauwerke[1] [5], von denen nur einige mit Fischaufstiegsanlagen ausgestattet sind. Am Großteil der Anlagen, ca. 256 Querbauwerken, finden sich keinerlei oder nur ungenügend funktionierende Vorkehrungen, um Fischen den Aufstieg zu ermöglichen. Jeder Standort ist eigen und stellt somit unterschiedliche Anforderungen an die Fischaufstiegsanlage sowie die Auffindbarkeit im Unterwasser. Daraus ergibt sich zunächst die Anforderung jeden Standort individuell auf seine spezifischen Ausgangsbedingungen bzgl. der Unterwasserströmung zu untersuchen und zu optimieren. Um dieser großen Anzahl an Standorten und Anlagen gerecht zu werden sollen Anlagenklassen definiert werden, welche eine Einteilung der einzelnen Anlagen erlauben. Dadurch können klassenspezifisch entsprechende Maßnahmen im Unterwasserbereich untersucht werden, welche zu einer gesteigerten Auffindbarkeit führen sollen.

Mit Hilfe eines Fragebogens, welcher an die Betreiber der jeweiligen Anlagen versendet wird, sollen detaillierte Informationen zum Ist-Zustand der Anlage, sowie des Unterwasserbereiches und eventuell vorhandener Fischaufstiegsanlagen abgefragt werden.

Folgende beispielhafte Parameter können herangezogen werden, um sich ein umfassendes Bild im Hinblick auf die Situation im Unterwasser der einzelnen Anlagen zu machen.

Fluss
- Flussbreite
- Fließtiefe
- Anströmwinkel
- Dauerlinie
- Geometrie Flussbett
- Geschiebefracht und -zusammensetzung
- Fischvorkommen

Staubauwerk allgemein
- Bauart
- Wehrfelder
- Leerschuss
- Fundamentzustand im Unterwasser

Unterwasser
- Einbauten im Unterwasser
- Geschiebebelastung und -zusammensetzung
- Saugrohrlänge und -überdeckung
- Saugrohraustritts-geometrie

Wasserkraftanlage allgemein
- Fallhöhe
- Ausbauabfluss
- Breite der Anlage
- Anordnung zum Staubauwerk

Turbinen-ausstattung
- Turbinentyp
- Anzahl
- Schluckvermögen
- Nennleistung
- Drehzahl
- Durchmesser der Laufräder
- Restdrall

---

[1] Stand 2009

Durch Abfragen dieser und weiterer Informationen zur Beschaffenheit der Standorte lassen sich diese nach Auswertung verschiedenen Anlagenklassen oder -kategorien zuweisen.

Im Rahmen der Vorstudie und der Auswertung des Fragebogens muss hierfür zunächst geklärt werden, welche Parameter sich am besten für eine sinnvolle Einteilung der Anlagen eignen. Dabei sollten Anlagen in denen ähnliche Strömungsbedingungen im Unterwasser in Berücksichtigung der Anordnung einer eventuell vorhandenen Fischaufstiegshilfe anzutreffen sind zusammengefasst werden.

Mögliche Parameter, die auf solche vergleichbaren Bedingungen hinweisen, könnten sein:

- bereits erfolgte Strömungsmessungen im Unterwasser
- ähnliche Größenordnungen von Fallhöhe, Abfluss und Flussgeometrie
- sowie annähernd gleiche maschinentechnische Ausstattung (Anzahl und Typ der Turbinen) der Anlagen.

Durch die Aufteilung der Anlagen in Kategorien sollen im Folgenden Standardfälle für die Modellversuche abgeleitet, sowie zu untersuchende Parameter und Messgrößen definiert werden, sowie in einem späteren Projektstadium Leitfäden für die Betreiber bestimmter Anlagenklassen erarbeitet werden.

Neben der Klassifizierung und Kategorisierung der einzelnen Anlagen soll die Voruntersuchung Zeit bieten, eine umfassende Literaturrecherche zu den Themen Fischaufstieg und Strömungsuntersuchungen durchführen zu können.

Ein weiterer Teil der Voruntersuchung soll sich mit der Auswahl und dem Aufbau eines geeigneten Messsystems, sowie möglicher Visualisierungsmethoden beschäftigen, welche in der Lage sind ein möglichst detailliertes, sowie im Hinblick auf die Auffindbarkeit aussagekräftiges Bild der Strömungsbedingungen im Unterwasserbereich von Niederdruckanlagen zu erhalten.

Teil II – Laborversuche

a.) Versuchsstand

Die mit Hilfe der Voruntersuchung der Gefällestufen in den Bundeswasserstraßen ermittelten Modellfälle sollen in Laborversuchen untersucht werden.

Hierzu wird ein Niederdruckversuchsstand mit offenem Gerinne verwendet, der am Lehrstuhl für Wasserbau im Thoma-Labor vorhanden ist, siehe Abb. 1. Der Prüfstand besteht aus einem Hochbehälter, der als Oberwasserbecken dient, einem zweigeteilten Unterwasserkanal und einem dazwischen liegendem Abschnitt, in dem Turbine (voraussichtlich Kaplan-Halbspiralturbine; 4-Laufradflügel) und Saugrohr die Verbindung von Ober- und Unterwasser herstellen. Am Ende des Unterwasserkanals strömt das Wasser über ein für Volumenstrommessungen volumetrisch kalibriertes Messwehr in den Wasserkeller, woraus es mit Hilfe einer axial durchströmten Kaplanpumpe zurück in den Oberwasserbehälter gefördert wird. Das Oberwasserbecken ist mit einem langkantigen Streichwehr (Überlaufkästen) ausgestattet, das das Halten eines nahezu konstanten Oberwasserpegels selbst bei Schwankungen der Pumpenfördermenge ermöglicht. Der Unterwasserstand lässt sich mit Hilfe einer Stauvorrichtung im oberen Teil des

Unterwasserkanals regeln, wodurch sich die zu untersuchende Fallhöhe einstellen lässt und Werte zwischen ca. 2,50 m und ca. 3,50 m geodätischer Fallhöhe anlegen lassen. Das Wasser strömt durch das Staugitter in den unteren Teil des Unterwasserkanals, wo es zunächst durch Beruhigungsrechen fließt und dann über das Messwehr in den Betriebskeller gelangt. Durch Ablesen der Überfallhöhe und einer zuvor durchgeführten volumetrischen Kalibrierung lässt sich so der Volumenstrom bestimmen, welcher einen maximalen Wert von ca. 850 l/s annehmen kann.

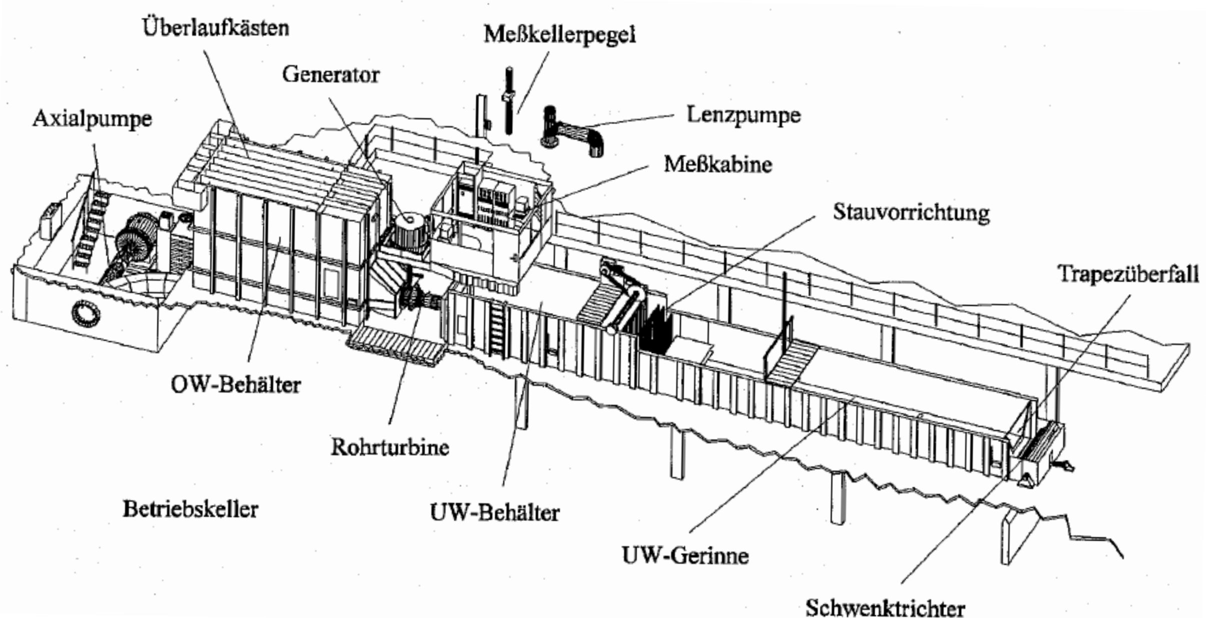


Abb. 1 Aufbau des Niederdruckversuchsstandes im Thoma-Labor des Lehrstuhls für Wasserbau an der Technischen Universität München [6]

Der Vorteil eines offenen Versuchsstandes ist die realitätsnahe Versuchsanordnung von Niederdruckanlagen, sowie die gute messtechnische Zugänglichkeit des Unterwasserbereichs. Nachteile – und gleichzeitig Vorteile eines geschlossenen, unter Druck zu setzenden Versuchsstands – sind die recht große Trägheit bei Verändern der Betriebsbedingungen, sowie die größeren Ungenauigkeiten beim Ermitteln der Fallhöhe, sowie des Volumenstromes. Auf Grund der daraus resultierenden Schwierigkeiten bei der Bestimmung des Turbinenwirkungsgrades, werden Freispiegelversuchsstände bei der Kennfelderstellung von Wasserturbinen kaum mehr herangezogen. Für die im Rahmen des hier beschriebenen Forschungsvorhabens stellt sich allerdings nicht die Frage die Turbine an sich zu untersuchen, so dass dieses Problem hier unerheblich ist. Entscheidend sind in diesem Fall die gute Vergleichbarkeit zur Natur, sowie der uneingeschränkte messtechnische Zugang zum Unterwasser.

b.) Messtechnik

Durch die gute Zugänglichkeit des Unterwasserbereiches des Versuchsstandes ergibt sich quasi keine Einschränkung für bestimmte Messtechniken – somit kann ergebnisoffen nach geeigneten Messtechniken recherchiert werden, welche sich für die oben beschriebenen Fragestellungen des Forschungsvorhabens eignen.

Der Lehrstuhl für Wasserbau verfügt momentan über mehrere mögliche einsetzbare Messtechniken. Hierzu zählen

- Laser-Doppler-Anemometrie (LDA)
- Acoustic Dopller Velocimeter (ADV)
- Particle Image Velocimetry (PIV)
- Messflügel.

Weitere denkbare Messmethoden sind

- Particle Tracking Velocimetry (PTV)
- Doppler Global Velocimetry (DGV)
- Laser-Zwei-Fokus (L2F).

Die Anforderungen an das einzusetzende Messverfahren sind hoch, da es ein möglichst genaues und umfangreiches Bild der vorhandenen Strömungsstrukturen im Untersuchungsgebiet liefern soll. Dazu zählt unter anderem auch der Wunsch nach einer kontinuierlichen Vermessung des gesamten Untersuchungsgebietes. Dies ließe sich mittels einiger Messsysteme sogar erreichen (3D-PIV bzw. 3D-PTV).

Allerdings ist bei diesen Verfahren die Belichtungsquelle meist der limitierende Faktor. So lassen sich mit gängigen Lasern lediglich kleine Messvolumen illuminieren, welche bei der hier makroskopisch zu untersuchenden Größe des Untersuchungsgebietes (B x L x T ca. 2,50 m x 5,00 m x 1,5 m) nicht ausreichend wären. Über eine geeignete Anordnung mehrere Lichtschnitte kann allerdings z.B. mit Stereo PIV ebenfalls ein quasivolumetrisches Messfeld erfasst und untersucht werden.

c.) Untersuchungsfälle – Labor

Für die im Labor zu erfassenden Untersuchungsfälle wird die Vorstudie und hier insbesondere die zu ermittelnden Parameter, welche für eine Einteilung der einzelnen Anlagen in Klassen ausschlaggebend sind, Informationen liefern. Momentan sind folgende Teilversuche angedacht, bei denen mittels der oben erwähnten Messtechnik die Geschwindigkeits- und Turbulenzverteilungen im Unterwasser eines Niederdruckversuchsstandes vermessen werden sollen:

I. **Ausgewählte reguläre Betriebspunkte der Turbine (Teillastbereich, sowie Volllast)**

   <u>Ziele:</u>

   - Aufbau und Verifikation der Messtechnik und des Versuchsaufbaus
   - Verständnis der Auswirkungen des regulären Turbinenbetriebes auf die Unterwasserströmungen
   - Unterstützung numerischer Modellbildung und Code-Kalibrierung für weitergehende Forschungsaktivitäten

II. off-cam Einstellungen der Turbine (gezielte Deoptimierung des Leitapparat-Laufrad-Zusammenhangs, sowie Variation der Drehzahl)

Ziele:

- Verständnis der Auswirkungen suboptimalen Turbinenbetriebes auf die Unterwasserströmungen und damit
- Erkenntnis über hinsichtlich fischfreundlicher Unterwasserströmungen positive und zu vermeidende Betriebspunkte der Turbine, sowie
- Ableiten eines für die Auffindbarkeit optimierten Turbinenbetriebes für ausgewählte Anlagenklassen

III. Einbau unterschiedlicher Unterwasser-Anschlussgeometrien (u.a. Variation der Saugrohrlänge und -querschnitts, sowie der Sohlanbindung)

Ziele:

- Verständnis der Auswirkungen der wasserbaulichen Eingriffe im Unterwasserbereich der Anlagen
- Verständnis der Auswirkungen von zusätzlichen Einleitungen in den Unterwasserbereich der Anlage (Fischpass, Leerschuss)
- Ableiten von Richtlinien für geeignete Einstiegsbereiche von Fischaufstiegsanlagen sowie
- Richtlinien für vorzusehende konstruktive Einbauten / Leitelemente unabhängig von numerischen Überlegungen

Teil III – Untersuchung ausgewählter Kraftwerksanlagen

Begleitend zum Messprogramm im Labor sollen an ausgewählten Anlagen Feldmessungen durchgeführt werden. Hierfür sollen beispielhafte Anlagen, welche die in der Vorstudie ermittelten Anlagenklassen repräsentieren, untersucht werden.

Zunächst bietet die strömungstechnische Untersuchung ausgewählter Anlagen eine gute Möglichkeit die im Labor erzielten Ergebnisse an einer Mehrturbinenanlage zu verifizieren und damit deren Aussagekraft zu steigern.

Bei den Untersuchungen sollen zum einen Strömungsmessungen im Unterwasserbereich der Anlagen stattfinden. Auch hierfür wird es nötig sein, ein geeignetes Messverfahren zu bestimmen, das einen guten Kompromiss aus Aussagefähigkeit / Informationsdichte einerseits und vertretbaren Messaufwand bei Vorbereitung und Durchführung der Messung anderseits ermöglicht. Diese Ergebnisse können mit den im Labor gemessenen Werten abgeglichen werden und eventuell direkt Vergleiche zwischen dem momentanen Betrieb der Anlage und einem – mit Hilfe der im Labor gewonnenen Erkenntnisse – optimierten Betrieb der Anlage angestellt werden. Dies würde bei Übereinstimmung die Aussagekraft der im Labor ermittelten Ergebnisse und Leitlinien stark erhöhen.

Daneben sind auch Indexmessungen der Anlage denkbar, welche eine Optimierung des Leitapparat-Laufrad-Zusammenhangs und somit des Wirkungsgrades ermöglichen. Dieses Optimierungspotential könnte dafür genutzt werden, um Raum für Anpassungen des Turbinenbetriebes (z.B. off-cam Betrieb) zu schaffen, und somit im günstigsten Fall eine Verbesserung der Strömungsbedingungen für Fische im Unterwasser bei gleichzeitiger Optimierung der Jahresenergieerzeugung der Wasserkraftanlage ermöglichen.

Des Weiteren bietet die Untersuchung von Kraftwerksanlagen die Möglichkeit Kalibrierungsfälle für die numerische Betrachtung derselben zu ermitteln.

Ausblick

Das Forschungsvorhaben, welches in Zusammenarbeit mit der Bundesanstalt für Wasserbau durchgeführt wird, startet Anfang Juni 2012.

Neben diesem Forschungsvorhaben werden noch weitere Vorhaben zur Durchgängigkeit der Bundeswasserstraßen vorbereitet bzw. sind bereits gestartet. Darunter ein Projekt zur Kategorisierung der Stauanlagen, sowie ein Projekt, welches sich von der numerischen Seite mit dem Thema der Auffindbarkeit und hier vor allem mit der Dimensionierung von Aufstiegsanlagen, sowie der Dotationswassermenge beschäftigen wird.

Literatur

[01] Europäisches Parlament und Rat (2000). *Richtlinie 2000/60/EG „EU Wasserrahmenrichtlinie" vom 20. Oktober 2000*.

[02] Europäischer Rat (1992). *Richtlinie 92/43/EWG „EU Fauna-Flora-Habitat-Richtlinie" vom 21. Mai 1992*.

[03] Europäischer Rat (2007). *Verordnung 1100/2007 „EU Aal-Verordnung" vom 18. September 2007*.

[04] Adam et al. (2010). *Merkblatt DWA-M 509 – Fischaufstiegsanlagen und fischpassierbare Bauwerke – Gestaltung, Bemessung, Qualitätssicherung*. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. Hennef 2010.

[05] Landwüst, C. (2009). *Fischdurchgängigkeit an Querbauwerken der Bundeswasserstraßen*. Präsentation, PIANC-Kolloquium Bonn 2009.

[06] Schneider, C. (1997). *Untersuchung der Wechselwirkung schnellläufiger Wasserturbinen mit dem Unterwasser*. Dissertation, Technische Universität München.

Anschrift des Verfassers

Sebastian Bader
Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft (WB) – Thoma Labor
Technische Universität München (TUM),
Arcisstraße 21
D-80333 München
Email: s.bader@bv.tum.de

Eine Grundlage zur dynamischen Modellierung der Substratqualität für den juvenilen atlantischen Lachs

Stefan Jocham

Zusammenfassung

Der Hohlraumanteil im hyporheischen Interstitial ist ein wichtiger Faktor für die Habitatqualität des juvenilen Atlantischen Lachses, da er Unterstandsmöglichkeiten und Schutzraum für den Fisch darstellt. Die Verfügbarkeit von solchen Schutzräumen gilt als wichtiger Mechanismus für das Überleben junger Lachse aufgrund der Reduktion des Prädationsrisikos. Erhöhte Feinsedimentanteile im Flussbett verringern den Hohlraumanteil und beeinträchtigen dadurch die Habitatqualität. In Norwegen wurde eine einfache Methode zur Quantifizierung dieser interstitialen Schutzräume entwickelt.

Das Ziel dieser Untersuchung war es, eine Beziehung zwischen verfügbaren interstitialen Hohlräumen und der damit verbundenen Korngrößenverteilung des Substrats zu finden, welche in prognosefähigen numerischen Modellen zur Bewertung des ökologischen Zustandes von Fließgewässern eingesetzt werden kann. Die Ergebnisse der Untersuchung zeigen, dass Perzentilwerte, die die Sedimentproben beschreiben von unterschiedlicher Korrelationsgüte in Bezug auf die Häufigkeiten von messbaren Hohlräumen sind. Perzentilwerte, die den feinen Anteil der Kornverteilung beschreiben (D_5 und D_{10}) korrelieren stark mit den gemessenen Hohlräumen, während jene Perzentilwerte, die den mittleren und groben Teil der Kornverteilung beschreiben (D_{50}, D_{90}) nur sehr schwach mit den gemessenen Hohlräumen korrelieren. Die Schiefe der Kornverteilung und ein Sortierungsindex korrelieren relativ stark mit den gemessenen Hohlräumen. Die Ergebnisse der Untersuchung werden dazu verwendet, Beurteilungs- und Managementwerkzeuge für durch Wasserkraftregulierung betroffene Flüsse zu entwickeln.

1 Einleitung

Der Betrieb von Wasserkraftanlagen verändert das Abflussregime und damit auch die Erosions- und Sedimentationscharakteristik im Flussbett. Dies kann zu erhöhten Mengen von Feinsedimenten im Flussbett führen, was die Substratqualität für die Wasserorganismen durch die Verringerung des Hohlraumanteils im hyporheischen Interstitial beeinträchtigt (Finstad et al., 2007). Die Entwicklung von prognosefähigen Modellen, die die fluvialen ökologischen Prozesse beschreiben und somit die biotischen und abiotischen Komponenten miteinander verknüpfen, ist eine wichtige Grundlage bei der Entwicklung von nachhaltigen Maßnahmen, die den negativen Auswirkungen der Abflussregulierung entgegenwirken.

Ein „embeddedness“ genanntes Konzept wurde durch Klamt (1976) eingeführt, um die Menge an Feinsedimenten relativ zu den großen Sedimentpartikeln im Flussbett zu quantifizieren. Weitere Entwicklungen führten zu verschiedenen Ansätzen zur Quantifizierung von „embeddedness“ (Sylte und Fischenich, 2002).

Auch im deutschen Sprachraum wurden Konzepte entwickelt, dieses Phänomen zu beschreiben und zu quantifizieren. Schälchli (2002) beschreibt es als Ablagerung von

Schwebstoffen in oder auf der Fließgewässersohle und unterscheidet dabei in innere und äußere Kolmation.

In diesem Zusammenhang entwickelten Finstad et al. (2007) eine Methode zur Messung der oberflächennahen Hohlräume des hyporheischen Interstitials in Fließgewässern, welche als Unterstandsmöglichkeit und Schutzraum den Fischen dienen können. Die Verfügbarkeit von derartigem Raum als Unterstandsmöglichkeit gilt als ein wichtiger Mechanismus für das Überleben von juvenilen Atlantischen Lachsen aufgrund der Reduktion des Prädationsrisikos. Vorteil dieser Methode ist die direkte Beschreibung von biologisch wertvollem Lebensraum für die Fische im Gegensatz zur physikalischen Beschreibung der Gewässersohle.

In der physikalischen Habitatmodellierung für Fische sind bisher die Fließgeschwindigkeit, Wassertiefe und Substratzusammensetzung als grundlegende Eingangskenngrößen der Fließgewässer berücksichtigt (Schneider, 2001). Diese Betrachtung ist in Bezug auf die Substratzusammensetzung sehr vereinfacht, da das Substrat lediglich mit der dominierenden Korngröße oder dem mittleren Korndurchmesser beschrieben wird und nicht mit einer vollständigen Korngrößenverteilung. Dies beinhaltet auch eine ausschließlich statische Betrachtung des Gewässerbettes ohne die Berücksichtigung von morphodynamischen Prozessen. Es wird nun angenommen, dass in der Substratzusammensetzung die äußere Kolmation bzw. das Hohlraumsystem des hyporheischen Interstitials als räumliche Verteilung der zugrunde liegenden Korngrößenverteilung betrachtet werden und dadurch in eine erweiterte prognosefähige Habitatmodellierung mit Berücksichtigung morphodynamischer Prozesse mit aufgenommen werden kann.

2 Methoden

Das Ziel der Untersuchung war es, eine Korrelation zwischen messbaren Hohlräumen für Jungfische im hyporheischen Interstitial und charakteristischen Parametern für die Korngrößenverteilung des Substrats zu finden. Insgesamt 61 Proben wurden sowohl für Hohlräume als auch Korngrößenverteilungen in den Flüssen Lundesokna, Gaula und Surna in Mittelnorwegen bei Niedrigwasser in trockenen Bereichen auf Kiesbänken gesammelt.

Die Messung der Hohlräume im hyporheischen Interstitial wurde nach der Methode von Finstad et al. (2007) durchgeführt. Sie ist eine einfache und schnelle Möglichkeit, die Substratqualität in Bezug auf für Jungfische wertvolle Schutzräume zu bewerten. Mit Hilfe eines Gummischlauchs mit 13 mm Außendurchmesser werden die Hohlräume in einem Quadrat von 0,5 x 0,5 m detektiert und quantifiziert. In Abbildung 1 ist der verwendete Gummischlauch (ein flexibler PVC-Schlauch für Aquarien) mit drei Ringen, die die Hohlraumtiefe anzeigen (3, 7, 12 cm), dargestellt.



Abb. 1 Verwendeter Schlauch zur Messung der interstitialen Hohlräume

Experimente zeigten, dass die Verfügbarkeit von solchen Hohlräumen negativ mit der beobachteten Anzahl an Fischen, die sich nicht unterstellen, korreliert und sich gleichzeitig die Wachstumsrate mit Verminderung der Hohlräume verschlechtert. Darüber hinaus wurden negative Effekte mit der Verringerung der Hohlräume auf steigende Körpergrößen der Fische beobachtet, was somit auf einen Einfluss auf den Selektionsgradient bezüglich der Körpergröße schließen lässt. Jeder einzelne Eingang zu einem Hohlraum wird als Unterstandsmöglichkeit definiert. Ein Y-förmiger Hohlraum unter einem größeren Partikel zum Beispiel wird als drei Unterstandsmöglichkeiten gezählt. Dabei ist die Exposition des Zugangs in Bezug auf die Strömungsrichtung nicht von Interesse, da die Hohlräume vor allem als Sichtschutz und weniger zum Schutz vor der Strömung genutzt werden (Valdimarsson and Metcalfe, 1998). Abbildung 2 zeigt den Schlauch exemplarisch bei der Messung eines Hohlraumes.



Abb. 2 Messung eines Hohlraumes

Nach der Durchführung der Hohlraummessung wurde das Sohlmaterial innerhalb des Quadrates bis zur Tiefe des größten von oben sichtbaren Partikels ausgegraben (mit der Strömung interagierende Aktivschicht).

Anschließend wurden die Sedimentproben im Labor getrocknet, mechanisch ausgesiebt und schließlich statistisch ausgewertet. Die folgenden Kenngrößen zur Beschreibung der Korngrößenverteilung wurden für alle gesammelten Sedimentproben bestimmt: Perzentilwerte D_5, D_{10}, D_{16}, D_{25}, D_{50}, D_{75}, D_{84}, D_{90}, D_{95} und die Verteilungsparameter wie in folgender Aufstellung dargestellt (berechnet nach Bunte & Abt, 2001):

Geometrisches Mittel	$\sqrt{D_{16} \cdot D_{84}}$	[mm]	(1)
Sortierung	$\sqrt{D_{16}/D_{84}}$	[-]	(2)
Schiefe (Fredle index)	$\sqrt{D_{16} \cdot D_{84}/(D_{16}/D_{84})}$	[mm]	(3)
Wölbung	$\sqrt{D_{16}/D_{84}/(D_{75}/D_{25})}$	[-]	(4)

Augenmerk wurde auf die Sedimentprobengröße gelegt, um einen repräsentativen Anteil aller Fraktionen, vor allem der großen Partikel zu gewährleisten. Dadurch ist die maximale in die Untersuchung eingeschlossene Partikelgröße 256 mm.

3 Ergebnisse

In einfachen Regressionsanalysen wurden die Anzahl der Unterstandsmöglichkeiten (=Unterstandshäufigkeiten) mit den genannten Parametern der Korngrößenverteilungen für alle gesammelten Proben ausgewertet. Der höchste Korrelationskoeffizient, ausgedrückt durch das Bestimmtheitsmaß R^2, wurde mit den D_5 Perzentilwerten mit R^2 = 0,66 erreicht (dargestellt in Abbildung 3).

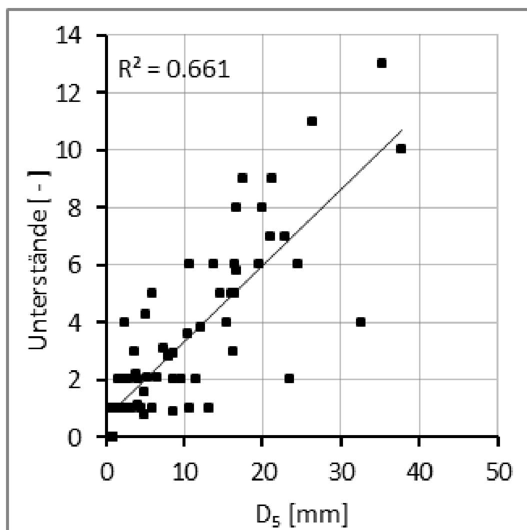


Abb. 3 D_5 Perzentilwerte aufgetragen gegen Anzahl an Unterstandsmöglichkeiten inklusive linearer Regressionsgeraden und Bestimmtheitsmaß R^2 (n =61)

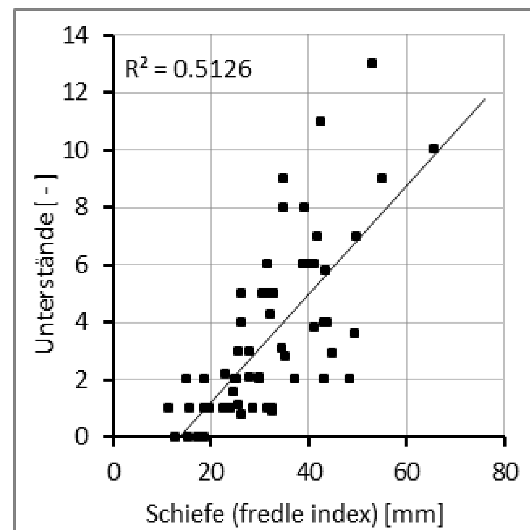


Abb. 4 Werte der berechneten Schiefe aufgetragen gegen Anzahl an Unterstandsmöglichkeiten inklusive linearer Regressionsgeraden und Bestimmtheitsmaß R^2 (n=61)

Die vier Verteilungsparameter Geometrisches Mittel, Sortierung, Schiefe und Wölbung liefern Bestimmtheitsmaße zwischen R^2 = 0,41 und 0,51. Abgesehen von D_{10} korrelieren alle anderen berechneten Perzentilwerte deutlich schwächer mit der Anzahl an gemessenen Unterstandsmöglichkeiten, wobei der Perzentilwert D_{95} die geringste Korrelationsgüte aufweist. Abbildung 4 zeigt exemplarisch das Ergebnis der Auswertung für die Werte der berechneten Schiefe.

Die Grafiken sind dadurch gekennzeichnet, dass die Werte der Unterstandshäufigkeiten in der Regel mit mehr als einem Wert der Korngrößenparameter assoziiert sind. Dies ist bedingt durch die Methode von Finstad et al. (2007), die nur ganzzahlige Ergebnisse erzeugt, wobei hohe Zahlen viele Unterstandsmöglichkeiten bedeuten. Besonders bei den kleineren Werten wurden mehrere Proben mit der gleichen Anzahl an gemessenen Unterstandsmöglichkeiten gesammelt. Im Bereich der höheren Werte gibt es weniger Proben mit der gleichen Anzahl an Unterstandsmöglichkeiten.

Abbildung 5 zeigt Ergebnisse auf der gleichen Datenbasis wie Abbildung 3, jedoch sind die Parameterwerte der Korngrößenverteilung (hier D_5 Perzentilwerte) mit gleicher Anzahl von assoziierten Unterstandsmöglichkeiten gemittelt. Die gemittelten Werte werden wieder gegen die Unterstandshäufigkeiten aufgetragen.

Die gemittelten D_5 Perzentilwerte liefern ein hohes Bestimmtheitsmaß von R^2= 0,89 mit einer linearen Abhängigkeit zu den gemessenen Unterstandshäufigkeiten, speziell im unteren Teil der Kurve. Der obere Teil der Kurve ist nur von wenigen Datenpunkten gekennzeichnet (vgl. Abbildung 4) und damit verbundener abnehmender Korrelationsgüte.

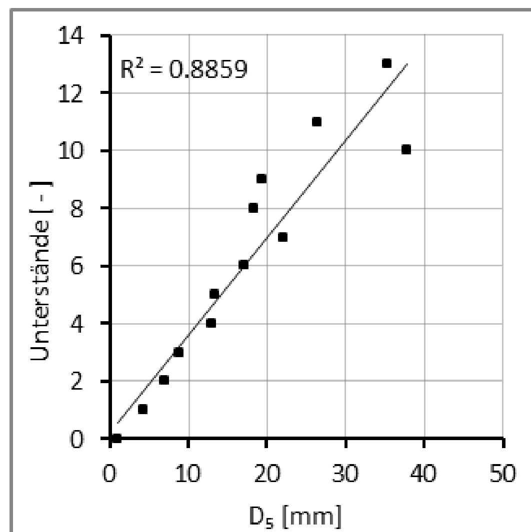


Abb. 5 gemittelte D_5 Perzentilwerte aufgetragen gegen Anzahl an Unterstandsmöglichkeiten inklusive linearer Regressionsgeraden und Bestimmtheitsmaß R^2 (N=61)

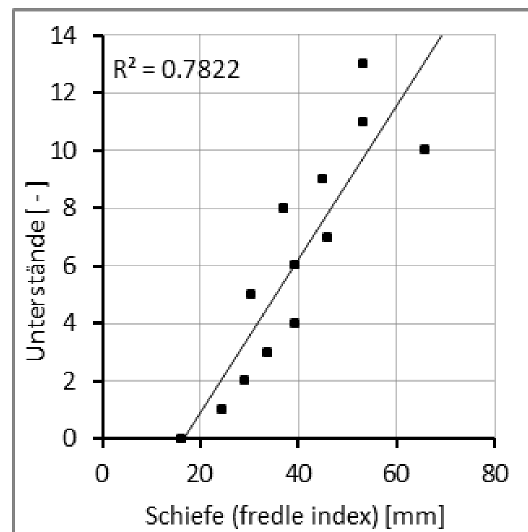


Abb. 6 gemittelte Werte der Schiefe aufgetragen gegen Anzahl an Unterstandsmöglichkeiten inklusive linearer Regressionsgeraden und Bestimmtheitsmaß R^2 (N=61)

Analog zu Abbildung 5 sind in Abbildung 6 die gemittelten Werte für die Schiefe aufgetragen. Die berechneten Werte der Schiefe zeigen generell eine geringere Korrelationsgüte in der ganzen Bandbreite der gemessenen Zahlen und liefern folglich ein geringeres Bestimmtheitsmaß von R^2=0,78.

Eine Unterscheidung der Unterstandsmöglichkeiten in Tiefenklassen wurde zwar bei der Datenaufnahme mit aufgenommen, jedoch in der Datenauswertung aufgrund der zu kleinen Datenmenge nicht berücksichtigt. Lediglich die Mindesttiefe von 3 cm wurde als Kriterium für die Gültigkeit als Unterstandsmöglichkeit eingesetzt.

Fazit

Die Ergebnisse der Untersuchung zeigen, dass es Parameter der Korngrößenverteilung gibt, die sehr stark mit den gemessenen Häufigkeiten an Hohlräumen, die als Unterstand von Jungfischen genutzt werden können, korrelieren. Auch wurde festgestellt, dass der Großteil der Perzentilwerte keine Aussage über das Hohlraumvolumen im hyporheischen Interstitial zulässt, auch eignet sich der D_{50} Perzentilwert, der häufig als charakteristischer Parameter zur Beschreibung des Substrats in der Flusssohle benutzt wird, schlecht dazu. Perzentilwerte, die den oberen Rand der Verteilung beschreiben (D_{90} und D_{95}), korrelieren nur sehr schwach mit den gemessenen Hohlräumen. Von den Verteilungsparametern eignet sich die Schiefe am besten den großräumigen Hohlraumanteil zu beschreiben, auch der Sortierungsindex liefert relativ gute Werte. Abschließend konnte gezeigt werden, dass die besten Parameter, um den Hohlraumanteil zu beschreiben, diejenigen Perzentilwerte sind, die den feinen Teil der Verteilung beschreiben (D_5 und D_{10}). Sie zeigen eine lineare Abhängigkeit mit hohem Bestimmtheitsmaß ($R^2 > 0,85$ für gemittelte D_5 Perzentilwerte). Ein weiteres Ergebnis der Untersuchung ist, dass die minimale Korngröße, die benötigt wird, um messbaren Hohlraum zu bilden, der als Unterstand von Jungfischen genutzt werden kann, rund 100 mm ist.

Die Erkenntnisse können für die weitere Entwicklung von Bewertungs- und Managementwerkzeugen für Fließgewässer, die durch Wasserkraftnutzung betroffen sind, genutzt werden. Zudem trägt die Untersuchung zum allgemeinen Verständnis der Sedimentationsprozesse in regulierten Fließgewässern und deren möglichen ökologischen Auswirkungen bei.

Danksagung

Die Arbeiten zu dieser Untersuchung wurden im Rahmen meiner Diplomarbeit in Trondheim, Norwegen bei der Forschungseinrichtung SINTEF innerhalb des EnviPEAK Projekts durchgeführt. Mein Dank gilt allen daran Beteiligten in Trondheim und am Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart.

Literatur

[01] Bunte, K. and Abt, S.R. (2001). “Sampling surface and subsurface particle-size distributions in wadeable gravel- and cobble-bed streams for analyses in sediment transport, hydraulics, and streambed monitoring”, General Technical Report RMRS-GTR-74, USDA Forest Service, Rocky Mountain Research Station, Fort Collins, CO

[02] Finstad, A. G., Einum, S., Forseth, T. & Ugedal, O. (2007) “Shelter availability affects size-dependent and mean growth of juvenile Atlantic salmon”, Freshwater Biology, 52, pp 1710-1718.

[03] Klamt, R. R., The effects of coarse granitic sand on the distribution and abundance of salmonids in the central Idaho batholith, M.S. thesis, University of Idaho, Moscow, (1976)

[04] Schneider, M. (2001). Habitat- und Abflussmodellierung für Fließgewässer mit unscharfen Berechnungsansätzen, Dissertation, Mitteilungen des Instituts für Wasserbau, Heft 108, Universität Stuttgart, Eigenverlag

[05] Schälchli, U., (2002). Kolmation – Methoden zur Erkennung und Bewertung, Fischnetz-Publikation. EAWAG Dübendorf, (Projekt 01/11)

[06] Sylte, T., Fischenich, C. (2002). Techniques for measuring substrate embeddedness, EMRPP Technical Notes

[07] Valdimarsson, S.K., Metcalfe, N.B. (1998) Shelter selection in juvenile Atlantic salmon, or why do salmon seek shelter in winter? Journal of Fish Biology 52: 42–49

Anschrift des Verfassers

Stefan Jocham
Arbeitsbereich Wasserbau
Institut für Infrastruktur
Universität Innsbruck
Technikerstr. 13
A-6020 Innsbruck
E-mail: stefan.jocham@uibk.ac.at

Resuspensionsversuche mit Bakterien (Kurzbeitrag)

Kordula Schwarzwälder

Kurzfassung

Bei Starkregenereignissen oder unter Umständen auch bei sehr lange andauernden Niederschlagsereignissen werden bei Mischwassersystemen aus sogenannten Regenüberläufen teils nicht unerhebliche Mengen ungeklärtes Abwasser, also Rohabwasser als Mischung aus häuslichen Abwässern und ablaufendes Niederschlagswasser, in den Vorfluter eingeleitet. Dieses Wasser enthält naturgemäß verschiedenste pathogene Keime, wie z.B. Escherichia coli oder Enterokokken. Diese Bakterien sedimentieren mit der Zeit wie andere Partikel auch an der Gewässersohle aus. Dort befindet sich der sogenannte Biofilm oder Aufwuchs. Dieser Biofilm besteht aus von Mikroorganismen ausgeschiedenen extrazellulären polymeren Substanzen (EPS) und Wasser. Je nach Gegebenheiten des Gewässers und des Substrats auf dem er wächst können verschiedenste andere Stoffe darin eingeschlossen sein. Sedimentieren die Bakterien nun auf dem Biofilm dann können sie zum einen einfach auf dessen Oberfläche liegen bleiben. Es ist aber auch möglich, dass sie sozusagen in den Biofilm integriert werden, darin wachsen oder absterben. Nach einiger Zeit können sie wieder herausgelöst werden oder aber mit Teilen des Biofilms abgerissen und weitertransportiert. Hierzu werden im Rahmen eines DFG-geförderten Gemeinschaftsprojektes mit dem Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft Versuche durchgeführt.

1 Einleitung

Die Bakterien die durch sogenannte Mischwasserentlastungen in den Vorfluter gelangen sedimentieren wie „normale“ Partikel auch mit der Zeit. Dabei unterliegen sie als lebende Organismen aber auch anderen Prozessen wie beispielsweise Inaktivierung (Behle, 2010). Diese Prozesse werden hier nicht weiter betrachtet, da sie für diesen Versuch nicht von Belang sind. Wenn die Bakterien sinken, dann tun sie das zum einen als freie Partikel. Sie können aber auch durch Sorption an einem anorganischen Sedimentpartikel haften oder sich zu Agglomeraten zusammenschließen. In allen drei Formen sinken sie jedoch mit der Zeit zur Sohle (Jamieson et al, 2005). Anders als bei anorganischen Sedimenten üblich haben die Bakterien und deren Agglomerate unterschiedliche Formen und Dichten, da es sich nicht um Partikel mit vollständig fester Oberfläche und einheitlichem Material handelt, sondern um eine Zellhülle die mehr oder minder kompakt gefüllt ist. Diese lebenden Partikel lagern sich auf dem Biofilm ab oder aber auch im Biofilm. Wenn beispielsweise der Abfluss zunimmt dann werden die Bakterien wieder remobilisiert (Pandey et al, 2012). Die an Sedimente gebundenen Bakterien werden hierbei entsprechend den Sedimenten selbst wieder in Bewegung versetzt.

In wieweit quasi freie Bakterien remobilisiert werden und welche Prozesse hier eine Rolle spielen wird u.a. in dem genannten Forschungsprojekt untersucht. Ein Teil dieses Projektes sind die folgend beschriebenen Vorversuche. In bereits durchgeführten Versuchen konnte festgestellt werden, dass eine Erhöhung des Durchflusses eine deutliche Resuspension der Bakterien zur Folge hat. Es stellt sich nun die Frage, ob dieser Effekt überhaupt und wenn ja in welchem Umfang auch mit anderen Methoden als nur der Änderung des Durchflusses erzielt werden kann, da eventuell andere Parameter als nur die Schubspannung bei der

Interaktion zwischen Biofilm und Bakterien eine Rolle spielen. In den hier beschriebenen Vorversuchen sollen mit Hilfe von PIV-Messungen (Particle Image Velocimetry) verschiedene Strömungsmuster identifiziert werden die es eventuell ermöglichen bei gleichbleibendem Durchfluss mit Hilfe von Störkörpern eine Remobilisierung der Bakterien zu erreichen.

2 Versuchsaufbau

Die Versuche (Vor- und Hauptversuche) werden an einer kleinen Rinne in Garching im Labor der Siedlungswasserwirtschaft durchgeführt. Die hier beschriebenen Versuche sind wie bereits erwähnt die Vorversuche. Sie dienen dazu drei Störkörper mit möglichst unterschiedlichem Strömungsmuster im Nachlauf ausfindig zu machen. Diese werden dann im Rahmen der Hauptversuche in der Rinne eingebracht. Für die Hauptversuche wird zuerst in der Rinne Biofilm sozusagen gezüchtet. Die Rinne wird also eine gewisse Zeit mit Wasser aus der Isar durchströmt. Behandeltes Wasser wie Leitungswasser ist hier nicht einsetzbar, da Art und Umfang des Biofilms von den Nährstoffen und den Mikroorganismen des Wassers anhängig sind. Es würde mit behandeltem Wasser wie Leitungswasser also kein für die Zwecke des Versuchs realistischer Biofilm wachsen. Realistisch bedeutet in diesem Fall auch, dass es notwendig ist, dass das Wasser in der ganzen Anwuchszeit durch die Rinne strömt, der Aufwuchs also nicht in stehendem oder fast stehendem Wasser angezogen wird, da er sonst zu hoch und nicht widerstandsfähig genug wäre und bei einer Erhöhung der Geschwindigkeit sonst womöglich abreißen würde. Ist das Wachstum abgeschlossen wird dem Wasser Rohabwasser zugegeben und mit Hilfe von Probennahmen das Verschwinden der Bakterien aus der Wasserphase, also das Sedimentieren auf der Sohle und dem Biofilm, dokumentiert. Nach ca. 24h wird dann die Resuspension gestartet indem je Versuch ein Störkörper eingesetzt wird.

Die passenden Störkörper werden anhand von PIV-Messungen ermittelt. Da die Resuspension nicht alleine von den lebenden Partikeln abhängt sondern eventuell auch dadurch beeinflusst wird dass die Bakterien mit dem Biofilm interagieren, werden drei Störkörper mit möglichst unterschiedlichem Strömungsbild im Nachlauf gesucht. Bei den untersuchten Körpern handelt es sich um verschiedene Steine (Abb. 1), Bürstenrollen sowie geometrische Körper.

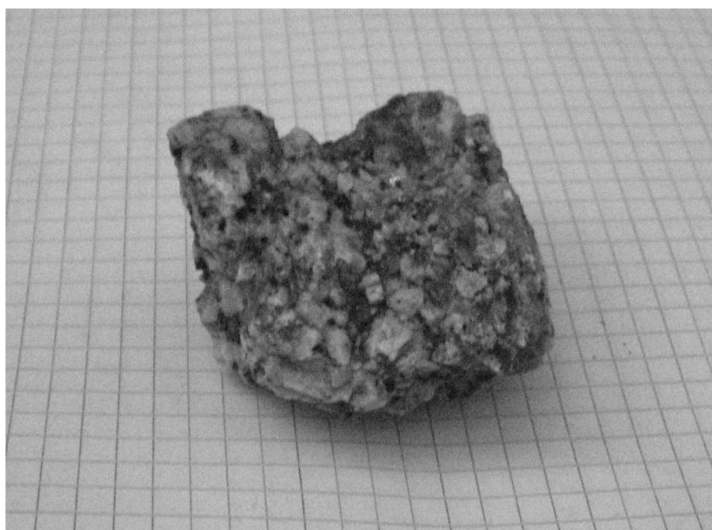


Abb. 1 Stein, unregelmäßige Oberfläche ½*h_{Rinne}; einer der getesteten Störkörper

Diese werden in die Rinne gelegt und dann in verschiedenen Abständen hinter den Körpern Messungen durchgeführt (Abb. 2, links).

Bei PIV-Messungen wird mit Hilfe eines Lasers eine Fläche in der Rinne ausgeleuchtet, das sogenannte Lasersheet. Die Partikel im Wasser werden wenn sie das Sheet kreuzen beleuchtet und von einer Kamera die senkrecht auf den Sheet gerichtet ist mit Doppelbildern aufgenommen (Abb. 2, rechts). Mit Hilfe der Verschiebung der einzelnen Partikel zwischen den beiden Bildern und der bekannten Zeit Δt zwischen der Aufnahme der beiden Bilder kann dann über verschiedene Methoden die Fließgeschwindigkeit berechnet werden. Ein spezielles Seeding, also Partikel die das Laserlicht reflektieren um die Strömung auf den Bildern sichtbar zu machen, ist hier nicht nötig. Das Isarwasser enthält ausreichend viele Stoffe in verschiedensten Größen die als Seeding fungieren können.

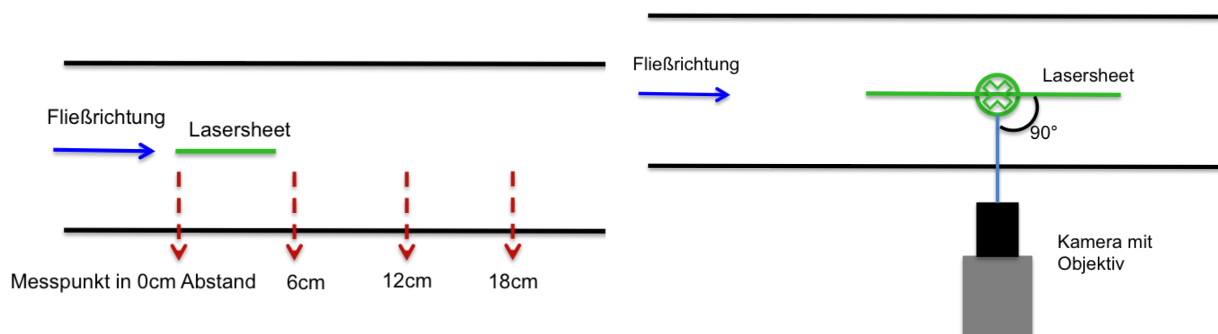


Abb. 2 links die Messabstände zwischen Stein und Sheet, rechts der Messaufbau des PIV

Zusätzlich zur Geschwindigkeit kann durch die Richtung der Verschiebungen auch ein Rückschluss auf die Turbulenz gezogen werden. Die mit Hilfe des PIV erstellten Bilder werden dann in den Hauptversuchen weitergenutzt und mit den Laborwerten über die Anzahl der Bakterien die in die Wasserphase resuspensieren zusammen interpretiert.

3 Ergebnisse

Wie zu erwarten war ergibt der größte der Steine, welcher ca. 2/3*h der Rinne ausfüllt die stärksten turbulenten Schwankungen und die Bürstenrolle die geringsten. Interessant ist allerdings, dass die nur leichten Schwankungen der Rolle bis fast bis an das Ende der Messtrecke wahrnehmbar sind, was bei den Steinen die von der Größe bei 1/2*h lagen nicht der Fall war. Hier war der Effekt bereits bei 12 cm nicht mehr erkennbar. In Abbildung 3 kann man bei der Messstelle direkt hinter dem Stein (2/3*h) sehr gut im linken unteren Eck noch die Rückströmung hinter dem Stein erkennen sowie die quasi über den Stein fallende Strömung mit den Verwirbelungen.

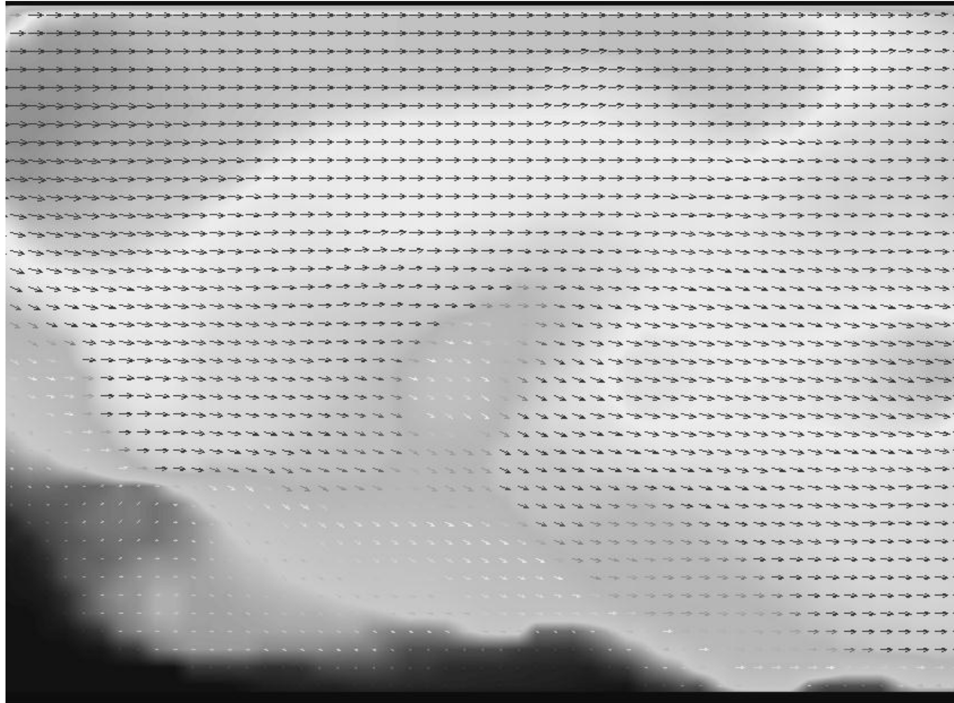


Abb. 3 Strömungsbild direkt hinter dem Körper bei 0 cm

Welche Parameter letztlich für die Resuspension entscheidend sind, also ob die größere Turbulenz ausschlaggebend ist oder aber andere Parameter, kann allerdings erst dann vollständig ausgewertet werden wenn die Ergebnisse für die Bakterien vorliegen.

Danksagung

Ein herzlicher Dank geht an B.Sc. Manuela Graml für Ihre Mitarbeit bei diesen Versuchen.

Literatur

[01] Behle C. (2010). Inaktivierung und Akkumulation fäkaler Indikatorkeime in Fließgewässern – Messungen und Simulation. Dissertation am Lehrstuhl für Siedlungswasserwirtschaft der Technischen Universität München. München: im Eigenverlag

[02] Jamieson R. et al. (2005). Transport and deposition of sediment-associated Escherichia coli in natural streams. In Water Research, (pp. 2665-2675)

[03] Pandey P., Soupir M., Rehmann C. (2012). A model for predicting resuspension of Escherichia coli from streambed sediments. In Water Research, (pp. 115-126)

Anschrift des Verfassers

Kordula Schwarzwälder
Lehrstuhl für Wasserbau
Technische Universität München
Arcisstr. 21
D-80333 München
E-mail: schwarzwaelder@tum.de

Geschiebetransport alpiner Fließgewässer – Modellentwicklung sedFlow (Posterpräsentation)

Florian Heimann

Zusammenfassung

Im alpinen und voralpinen Raum werden das Gefahrenpotential eines Gewässers, seine ökologische Bedeutung und die Nachhaltigkeit flussbaulicher Maßnahmen maßgeblich durch den Geschiebetrieb und dessen Dynamik beeinflusst. Hieraus ergibt sich in zahlreichen Kontexten die Notwendigkeit zur numerischen Simulation dieses Prozesses. Das neu entwickelte Modell sedFlow trägt den verschiedenen Anforderungen einer solchen Simulation Rechnung und schließt so eine weitere Lücke im Bereich der Modell-Werkzeuge fluviatiler Vorgänge. Durch eine objektorientierte Programmstruktur basierend auf abstrakten Strukturelementen (i.e. Interface Classes) lassen sich neue Module bzw. Berechnungsmethoden schnell als weitere Konkretisierung (i.e. Interface Realisation) in das Modell einfügen. Das erlaubt es, neue Forschungsergebnisse schnell in das Modell zu integrieren und ermöglicht ein Schritt-Halten mit neuen Ansätzen zur Beschreibung der Geschiebetransportdynamik in alpinen Gerinnen. Das abstrakte Strukturelement als Arbeitsbasis (i) minimiert außerdem den Aufwand, da man sich nur in die Konzepte des relevanten Elementes anstelle des gesamten Code einarbeiten muss, und (ii) garantiert über die geforderte Einhaltung der Vorgaben des Elements gleichzeitig die Stabilität des Gesamtprogramms. Die beschriebenen abstrakten Strukturen sind in sedFlow in verschiedenen Bereichen umgesetzt, unter anderem in Form austauschbarer tiefengemittelter Hydraulik, Gerinnegeometrie, Frachtkapazitätsberechnung, Sohlschubspannungsberechnung etc. Für die Dateneingabe wurde bewusst auf xml oder andere Sonderformatierungen zu Gunsten intuitiver Tabellendarstellungen verzichtet. Somit ist eine schnelle und einfache Aufbereitung der Eingabedaten mit regulären Tabellenkalkulationsprogrammen wie etwa Excel™ möglich.

Die Verwendung von Formeln, die anhand von Datensätzen aus dem alpinen Raum bzw. entsprechender Laborexperimente abgeleitet wurden (Rickenmann 2001, Wilcock & Crowe 2003, Recking 2010, Rickenmann & Recking 2011), führt zu einer besseren Abbildung der Besonderheiten steiler Gerinne, verglichen mit weiter verbreiteten Formeln (z.B. Meyer-Peter & Müller 1948), die in Gebirgsumgebungen ohne Berücksichtigung der hohen Fließwiderstände zu Frachtüberschätzungen von mehreren Größenordnungen führen. Weiter unterstützt wird die Repräsentativität der Simulationen durch die weitreichende Abbildung der Interaktion zwischen Hydraulik und Geschiebedynamik unter Berücksichtigung der dynamischen Entwicklung von Gefälle und Kornverteilungen.

Hohe Rechengeschwindigkeiten sind essentiell, da sie Simulationen jenseits des Einzelereignisses zulassen, beispielsweise für die Analyse der langfristigen Auswirkungen flussbaulicher Maßnahmen. Im Falle der Berechnung von Einzelereignissen erlaubt die unmittelbare Rückmeldung ein effizientes Arbeiten. Zur Minimierung der Rechenzeiten wurde das analytische (nicht iterierend numerische) Verfahren für die implizite Berechnung der Wasserspiegellagen von Liu & Todini (2002) für die Hydraulik von sedFlow übernommen. Gleichzeitig wurde als Sprache für die Programmierung C++ gewählt, da hier leistungsfähige

Compiler zur Verfügung stehen. So erlaubt sedFlow trotz mehr Prozessinteraktion und Informationsausgabe etwa um den Faktor ~300 schnellere Simulationen als mit dem vergleichbaren Modell TomSed (Chiari et al. 2010). In ersten Validierungs-Studien konnten mit sedFlow sowohl die Größenordnung als auch räumlichen Verteilungsmuster des Geschiebetransportes während des Hochwasserereignisses vom August 2005 an der Kleinen Emme erfolgreich reproduziert werden (Burkhard, in prep.).

Literatur

[01] Lynn Burkhard (in prep.) Simulation des Geschiebetransportes in Gebirgsflüssen während Hochwasserereignissen am Beispiel der Kleinen Emme (Kanton Luzern). Masterarbeit ETH Zürich.

[02] Michael Chiari, Kurt Friedl & Dieter Rickenmann (2010) A one-dimensional bedload transport model for steep slopes. Journal of Hydraulic Research, 48(2), 152–160.

[03] Zhiyu Liu & Ezio Todini (2002) Towards a comprehensive physically-based rainfall-runoff model. Hydrology and Earth System Sciences, 6(5), 859–881.

[04] E. Meyer-Peter and R. Mueller (1948) Formulas for bed-load transport. Proceedings of the 2nd Meeting of the International Association for Hydraulic Structures Research, Appendix 2.

[05] Alain Recking (2010) A comparison between flume and field bed load transport data and consequences for surface-based bed load transport prediction. Water Resources Research, 46, W03518.

[06] Dieter Rickenmann (2001) Comparison of bed load transport in torrents and gravel bed streams. Water Resources Research, 37(12), 3295–3305.

[07] Dieter Rickenmann & Alain Recking (2011) Evaluation of flow resistance in gravel-bed rivers through a large field data set. Water Resources Research, 47, W07538.

[08] Peter R. Wilcock & Joanna C. Crowe (2003) Surface-based Transport Model for Mixed-Size Sediment. Journal of Hydraulic Engineering, 129(2), 120-128.

Anschrift der Verfasser

Florian U.M. Heimann
Eidg. Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft WSL
Zürcherstrasse 111
CH-8903 Birmensdorf
Email: florian.heimann@wsl.ch

Jens M. Turowski
Dieter Rickenmann
Eidg. Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft WSL
Zürcherstrasse 111
CH-8903 Birmensdorf

Erfahrungen mit einem Praktikumsversuch zur LDA-Messung von Geschwindigkeitsprofilen in einer Rohrleitung (Posterpräsentation)

Claudia Strobl

Zusammenfassung

Im Rahmen des Laborpraktikums "Fluid Mechanics Laboratory" für die Masterstudiengänge Bau- und Umweltingenieurwesen werden die Studierenden an verschiedene Lasermesstechniken in der Strömungsmechanik herangeführt. In diesem Zusammenhang wurde ein Versuchsstand zur Messung von Geschwindigkeitsprofilen in einer Rohrleitung mit Hilfe der Laser-Doppler-Anemometrie (LDA) im Labor des Fachgebiets installiert. Im Rahmen des Versuchs wurden bereits mehrere Seminar– und Studienarbeiten sowohl zur Konzeption, wie auch zur Durchführung und Auswertung, erstellt [3,4,5]. Während der Durchführung traten Reflexionen im Bereich der Rohrwände auf, welche zu keinen bzw. schlechten Ergebnisse führten. Nun steht das Verringern dieser äußeren Einflüsse im Gegensatz zur Anschaulich- und „Begreifbarkeit" für die Studierenden.

1 Einleitung

Bereits seit vielen Jahren existierte im Labor des Fachgebiets ein Versuchsaufbau zur Messung des Geschwindigkeitsprofils in einer Rohrströmung. Früher wurde das Strömungsprofil mit Hilfe eines Pitot-Rohres gemessen. Dieses wurde nun im Rahmen des neuen Praktikumkonzepts durch eine LDA-Anlage ersetzt. Auf diese Weise können die Studierenden den Umgang mit der LDA-Messtechnik erlernen und die gewonnenen Ergebnisse über bereits in den Vorlesungen eingeführte Gesetzmäßigkeiten, Potenzgesetz, logarithmisches Wandgesetz, verifizieren.

2 Versuchsaufbau

Wasser fließt aus einem unterhalb der Decke angebrachten Behälter über eine Plexiglasleitung (dinnen = 4 cm) senkrecht nach unten, und wird von dort mit Hilfe einer Pumpe über eine zweite senkrechte Leitung wieder in den Behälter zurückgeführt (s. Abb. 1). Der Durchfluss kann mit einem Schieber an der Pumpe reguliert, und mit Hilfe des im oberen Teil der Plexiglasleitung angebrachten magnetisch induktiven Durchflussmessers (MID) bestimmt werden. Im unteren Drittel der Plexiglasleitung wurde eine rückgestreute LDA-Anlage auf einer Traviersiereinheit montiert (Hersteller: ILA, Nd:YAG Laser, λ = 532 nm).

Der Laserstrahl wird in zwei Strahlen aufgespalten, welche sich dann im Brennpunkt der Fokusierlinse (f = 200 mm) im Inneren der Rohrleitung schneiden. Im Kreuzungsbereich der beiden Strahlen bildet sich ein Interferenzstreifenmuster aus. Passieren Partikel dieses Muster, reflektieren sie das auf sie auftreffende Licht mit einer Doppler-verschobenen Frequenz. Durch die direkte Abhängigkeit zwischen Dopplerverschiebung und Partikelgeschwindigkeit ist es dann möglich, aus dem rückgestrahlten Lichtsignal die Geschwindigkeit der Partikel und somit die Fließgeschwindigkeit zu bestimmen [6]. Die Qualität des empfangenen Signals ist von der Intensität des rückgestreuten Lichts abhängig und wird von verschiedenen Faktoren, u.a. der Streurichtung beeinflusst. Um die Brechung und die damit verbundene Streuung an der gekrümmten Rohrwand zu verringern, wurde

diese im Messbereich mit einem rechteckigen mit Wasser befüllten Plexiglasbehälter, wie von [1] beschrieben, eingehaust. Die Brechungsindizes von Wasser (n = 1,33) und Plexiglas (n = 1,49) sind dabei annähernd gleich.

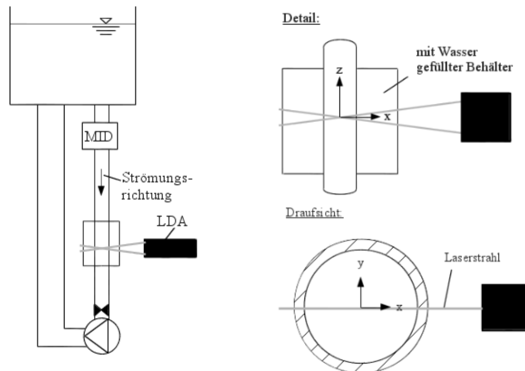


Abb. 1 Schematischer Versuchsaufbau (nicht maßstäblich).

3 Versuchsdurchführung

Betrachtet wird die Geschwindigkeitkomponente in Strömungrichtung, mit Re = 1,4*105 und Q = 4,5 l/s. Dabei werden einzelne Punkte entlang der Koordinatenachsen in einem Abstand von 2 mm in x-Richtung und 4 mm in y-Richtung vermessen und über die Software flowPOINT ausgelesen.

4 Ergebnisse und Probleme

Die Ergebnisse nahe der Rohrachse sind von gleichbleibend guter Qualität, sowohl in Bezug auf die Anzahl der gewonnenen Rohdaten, wie auch im Vergleich mit den über das Potenzgesetzes bzw. das logarithmische Wandgesetz berechneten Werten (s. Abb. 2).

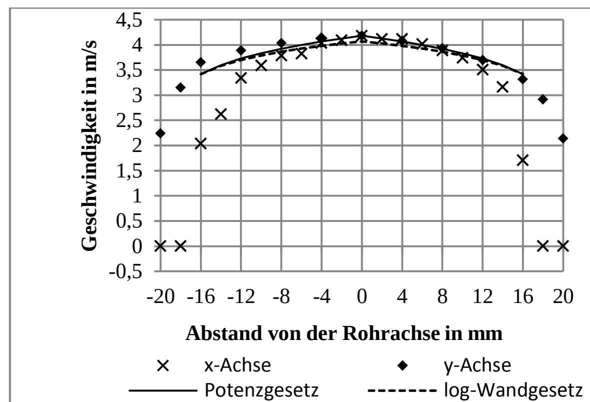


Abb. 2 Vergleich Strömungsgeschwindigkeiten gemessen und berechnet bei Q=4,5 l/s.

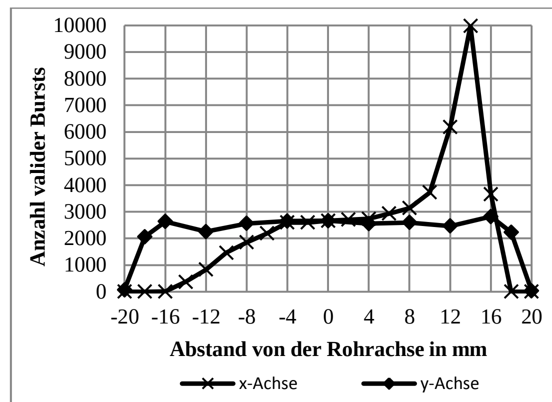


Abb. 3 Verteilung der validen Bursts im Messquerschnitt für ein Messintervall von 120s

Bewegt man sich entlang der x- bzw. y-Achse in Richtung der Rohrwand, so erhält man jedoch einen deutlichen Unterschied der gemessenen Geschwindigkeiten im wandnahen Bereich (vgl. Abb. 2).

Zudem ist die Anzahl der validen Bursts entlang der x-Achse stark abhängig von der Position und nimmt - je weiter sich der Messpunkt von der Vorderwand der Rohrleitung entfernt - deutlich ab (s. Abb. 3). Dies wird auf die starken Reflexionen und Streuungen im Bereich der Rohrwand und der Rückwand der Plexiglasbox zurückgeführt. Um diese Reflexionen bzw. deren Einfluss auf das Messsignal zu verringern, wurde versucht, sowohl Teile der Linse, wie auch der Plexiglasbox abzukleben bzw. abzudecken. Dies führte jedoch zu keinen nennenswerten Verbesserungen [4].

Weiteres Vorgehen

Um die Messergebnisse zu verbessern und dennoch die Anschaulichkeit der Versuchstands nicht einzuschränken, werden verschiedene Verbesserungen betrachtet. So besteht die Möglichkeit, wie in [2] beschrieben, die Rückwand der Plexiglasbox schwarz zu streichen und damit die Rückstreuung in diesem Bereich zu verringern. Des Weiteren wird in Erwägung gezogen, die Brechungsindizes von Fluid und Umhausung besser aneinander anzupassen [1]. Jedoch muss in diesem Fall das Kosten- Nutzen- Verhältnis in Betracht gezogen werden.

Literatur

[01] Durst, F., Müller, R. (1988). Determination of the measuring position in laser Doppler anemometry. Experiments in Fluids 6, pp. 105-110.

[02] Krause, N., Zähring, K., Pap, E. (2005). Time-resolved particle imaging velocimetry for the investigation of rotation stall in a radial pump, Experiments in Fluids 39, pp 192-201.

[03] Levin, F., Mühle, F., Parra Sanchez S. (WS 2011). Anleitung für den Praktikumsversuch: Messung der Geschwindigkeitsverteilung einer Rohrströmung mit Hilfer der LDA, Fachgebiet Hydromechanik, TUM

[04] Penz, P. (WS 2011/2012). Fehlermuster im Strömungsprofil des Versuchstands: Messung eines Geschwindigkeitsprofils in einer Rohrströmung, Projektbericht, Fachgebiet Hydromechanik, TUM

[05] Spiller, S. M. (SoSe 2010). Entwurf eines physikalischen Modellversuchs zur Messung von Geschwindigkeitprofilen in einer Rohrleitung mittels der Laser-Doppler-Anemometrie (LDA), Seminararbeit, Fachgebiet Hydromechanik, TUM

[06] Tropea C.,Yarin A. L., Foss J. F. (2007). Springer Handbook of Experimental Fluid Mechanics, Berlin: Springer-Verlag

Anschrift des Verfassers

Claudia Strobl
Fachgebiet Hydromechanik
Technische Universität München
Arcisstr. 21
D-80333 München
Email: c.strobl@bv.tum.de

Bisher erschienene Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München

Nr. 1 **Häusler Erich:** Energieumwandlung bei einem frei fallenden, kreisrunden Strahl in einem Wasserpolster, 1962, *vergriffen*

Nr. 2 **Spiekermann, Günter:** Instabile Formen des Schußstrahles beim Abfluß unter Schützen und seine Kraftwirkungen auf die Schützenkonstruktion, 1962, *vergriffen*

Nr. 3 **Linder Gaspar:** Über die Gestaltung von Durchlaßausläufen, 1963, *vergriffen*

Nr. 4 **Knauss Jost:** Modellversuche über die Hochwasserentlastungsanlagen an kleinen Rückhaltespeichern in Südbayern, 1963, *vergriffen*

Nr. 5 **Mahida Vijaysinh:** Mechanismus der Schnellsandfiltration, 1964, *vergriffen*

Nr. 6 **Rothmund, Hermann:** Energieumwandlung durch Strahlumlenkung in einer Toskammer, 1966, *vergriffen*

Nr. 7 **Häusler Erich:** Luftsiphons für den pneumatischen Verschluß von Wassereinlauföffnungen, 1966, *vergriffen*

Nr. 8 **Seus Günther J.:** Die Anfangskavitation, 1966, *vergriffen*

Nr. 9 **Knauss Jost:** Schießender Abfluß in offenen Gerinnen mit fächerförmiger Verengung, 1967, *vergriffen*

Nr. 10 **Häusler Erich; Bormann Klaus:** Schießender bzw.strömender Abfluß in Bächen
Schultz Gert A.: Die Anwendung von Computer-Programmen für das Unit-Hydrograph-Verfahren am Beispiel der Iller
Bauch Wolfram: Untersuchungen über Wasserstandsvorhersagen an einem 600 m langen Modell der Donaustrecke Regensburg-Straubing, 1967, *vergriffen*

Nr. 11 **Schultz Gert A.:** Bestimmung theoretischer Abflußganglinien durch elektronische Berechnung von Niederschlagskonzentration und Retention (Hyreun-Verfahren), 1968, *vergriffen*

Nr. 12 **Raumer Friedrich von:** Verteilung von Bewässerungswasser in Kanälen - Eine Systematik großer Kanalsysteme zur Verteilung von Bewässerungswasser unter besonderer Berücksichtigung von Regulier- und Meßvorgängen, 1968, *vergriffen*

Nr. 13 **Bormann Klaus:** Der Abfluß in Schußrinnen unter Berücksichtigung der Luftaufnahme, 1968

Nr. 14 **Scheuerlein Helmut:** Der Rauhgerinneabfluß, 1968, *vergriffen*

Nr. 15 **Koch Kurt:** Die gegenseitige Strahlablenkung auf horizontaler Sohle, 1968

Nr. 16 **Bauch Wolfram:** Die Hochwasserwelle im ungestauten und gestauten Fluß, 1968

Nr. 17 **Marr Gerhard:** Vergleich zweier Differenzenverfahren in einem mathematischen Modell zur Berechung von instationären Abflußvorgängen in Flüssen, 1970, *vergriffen*

Nr. 18 **Herbrand Karl:** Der räumliche Wechselsprung, 1970, *vergriffen*

Nr. 19 **Seus Günther J.:** Betrachtungen zur Kontinuitätsbedingung der Hydromechanik;
Zielke Werner: Zur linearen Theorie langer Wellen in Freispiegelgerinnen, 1971

Nr. 20 **Häusler Erich:** Entnahmetürme mit Luftsiphons, 1971, *vergriffen*

Nr. 21 **Herbrand Karl:** Das Tosbecken mit seitlicher Aufweitung, 1971

Nr. 22 **Knauss Jost:** Hydraulische Probleme beim Entwurf von Hochwasserentlastungsanlagen an großen und kleinen Staudämmen, 1971, *vergriffen*

Nr. 23 **Zielke Werner:** Brechnung der Frequenzganglinien und Eigenschwingungen von Rohrleitungssystemen
Zielke Werner; Wylie E. Benjamin: Zwei Verfahren zur Berechnung instationärer Strömungen in Gasfernleitungen und Gasrohrnetzen, 1971

Nr. 24 **Knauss Jost:** Wirbel an Einläufen zu Wasserkraftanlagen, 1972, *vergriffen*

Nr. 25 **Kotoulas Dimitrios:** Die Wildbäche Süddeutschlands und Griechenlands, Teil 1, 1972, *vergriffen*

Nr. 26 **Keller Andreas:** Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Problem der modellmäßigen Behandlung von Strömungskavitation, 1973, *vergriffen*

Nr. 27 **Horn Heinrich:** Hochwasserabfluß in automatisch geregelten Staustufen, 1973

Nr. 28 **Bonasoundas Markos:** Strömungsvorgang und Kolkproblem am runden Brückenpfeiler, 1973

Nr. 29 **Horn Heinrich; Zielke Werner:** Das dynamische Verhalten von Flußstauhaltungen, 1973

Nr. 30 **Uslu Orhan:** Dynamische Optimierung der Fließbeiwerte in mathematischen Flußmodellen und Berücksichtigung der Vorlandüberströmung - Eine Anwendung des Operations Research im theoretischen Flußbau, 1974

Nr. 44 **Treske Arnold:** Experimentelle Überprüfung numerischer Berechnungsverfahren von Hochwasserwellen, 1980, *vergriffen*

Nr. 45 **Csallner Klausotto; Häusler Erich**: Abflußinduzierte Schwingungen an Zugsegmenten - Ursachen, Sanierung und allgemeine Folgerungen
Herbrand Karl; Renner Dietrich: Aufnahme und Wiedergabe der Bewegung von Schwimmkörpern mit einem Video-Meßsystem
Keller Andreas: Messungen des Kavitationskeimspektrums im Nachstrom eines Schiffes - die ersten Großausführungsmessungen mit der Laser-Streulichtmethode
Knauss Jost: Neuere Beispiele für Blocksteinrampen an Flachlandflüssen
Scheuerlein Helmut: Der gelbe Fluß - nach wie vor Chinas Sorge oder die Unerbittlichkeit der Natur gegenüber 4000 Jahren menschlicher Bemühungen
Seus Günther J.: Nochmals: Das Muskingum-Verfahren. Fingerübungen zu einem bekannten Thema als "gradus ad parnassum" sowie neue Gedanken zur Interpretation des Anwendungsbereiches und eine Lösung des Problems der Nebenflüsse
Treske Arnold: Hochwasserentlastung an Dämmen. Zwei konstruktiv ähnliche Lösungen im Modellversuch, 1981, *vergriffen*

Nr. 46 **Schmitz Gerd:** Instationäre Eichung mathematischer Hochwasserablauf-Modelle auf der Grundlage eines neuen Lösungsprinzips für hyperbolische Differentialgleichungs-Systeme, 1981, *vergriffen*

Nr. 47 **Scheuerlein Helmut:** Der wasserbauliche Modellversuch als Hilfsmittel bei der Bewältigung von Verlandungsproblemen in Flüssen
Knauss Jost: Rundkronige und breitkronige Wehre, hydraulischer Entwurf und bauliche Gestaltung
Keller Andreas: Maßstabseffekte bei der Anfangskavitation, 1983, *vergriffen*

Nr. 48 **Renner Dietrich:** Schiffahrtstechnische Modellversuche für Binnenwasserstraßen - Ein neues System und neue Auswertungsmöglichkeiten, 1984, *vergriffen*

Nr. 49 **Sonderheft: Erhaltung und Umbau alter Wehre** (Wasserbau im historischen Ensemble, drei Beispiele aus dem Hochwasserschutz bayerischer Städte), 1984, *vergriffen*

Nr. 50 **Knauss Jost; Heinrich B.; Kalcyk H.:** Die Wasserbauten der Minyer in der Kopais - die älteste Flußregulierung Europas, 1984, *vergriffen*

Nr. 51 **Hartung Fritz; Ertl Walter; Herbrand Karl:** Das Donaumodell Straubing als Hilfe für die Planung und Bauausführung der Staustufe Straubing, 1984

Nr. 52 **Hahn Ulrich:** Lufteintrag, Lufttransport und Entmischungsvorgang nach einem Wechselsprung in flachgeneigten, geschlossenen Rechteckgerinnen, 1985

Nr. 53 **Bergmann Norbert:** Entwicklung eines Verfahrens zur Messung und Auswertung von Strömungsfeldern am wasserbaulichen Modell, 1985

Nr. 54 **Schwarz Jürgen:** Druckstollen und Druckschächte - Bemessung und Konstruktion, 1985, *vergriffen*

Nr. 55 **Schwarz Jürgen:** Berechnung von Druckstollen - Entwicklung und Anwendung eines mathematischen Modells und Ermittlung der felsmechanischen Parameter, 1987

Nr. 56 **Seus Günther J.; Edenhofer Johann; Czirwitzky Hans-Joachim; Kiefer Ernst-Martin; Schmitz Gerd; Zunic Franz:** Ein HN-Modellsystem für zweidimensionale, stationäre und instationäre Strömungen beim Hochwasserschutz von Städten und Siedlungen, 1987

Nr. 57 **Knauss Jost:** Die Melioration des Kopaisbeckens durch die Minyer im 2. Jt.v.Chr.; Kopais 2 - Wasserbau und Siedlungsbedingungen im Altertum, 1987

Nr. 58 **Mtalo Felix:** Geschiebeabzug aus Kanälen mit Hilfe von Wirbelröhren, 1988

Nr. 59 **Yalin M. Selim; Scheuerlein Helmut**: Friction factors in alluvial rivers
Yalin M. Selim: On the formation mechanism of dunes and ripples
Keller Andreas: Cavitation investigations at one family of NACA-hydrofoils at different angles of attack, as a contribution to the clarification of scale effects at cavitation inception, 1988

Nr. 60 **Schmitz Gerd H.:** Strömungsvorgänge auf der Oberfläche und im Bodeninneren beim Bewässerungslandbau. Grundlagen, Kritik der herkömmlichen Praxis und neue hydrodynamisch-analytische Modelle zur Oberflächenbewässerung, 1989

Nr. 61 **Muckenthaler Peter:** Hydraulische Sicherheit von Staudämmen, 1989, *vergriffen*

Nr. 62 **Kalenda Reinhard:** Zur Quantifizierung der hydraulischen Versagenswahrscheinlichkeit beweglicher Wehre, 1990

Nr. 63 **Knauss Jost:** Kopais 3, Wasserbau und Geschichte, Minysche Epoche - Bayerische Zeit (vier Jahrhunderte - ein Jahrzehnt), 1990

Nr. 64 **Kiefer Ernst-Martin, Liedl Rudolf, Schmitz Gerd H. und Seus Günther J.:** Konservative Strömungsmodelle auf der Basis krummliniger Koordinaten unter besonderer Berücksichtigung von Wasserbewegungen im ungesättigt-gesättigten Boden, 1990

Nr. 65 **Hartung Fritz:** Der ägyptische Nil 190 Jahre im Spiel der Politik (1798-1988)
Hartung Fritz: Gedanken zur Problematik der Nilwehre
Döscher Hans-Dieter und Hartung Fritz: Kritische Betrachtungen zum Stützwehr im Toschka-Entlastungsgerinne des Assuan-Hochdammes, 1991

Nr. 66 **Schmitz Gerd H., Seus Günther J. und Liedl Rudolf:** Ein semi-analytisches Infiltrationsmodell für Füllung und Entleerung von Erdkanälen
Keller Andreas P.: Chinese-German comparative cavitation tests in different test facilities on models of interest for hydraulic civil engineering, 1991

Nr. 67 **Liedl Rudolf:** Funktionaldifferentialgleichungen zur Beschreibung von Wasserbewegungen in Böden natürlicher Variabilität - Beiträge zur Theorie und Entwicklung eines numerischen Lösungsverfahrens, 1991

Nr. 68 **Zunic Franz:** Gezielte Vermaschung bestehender Kanalisationssysteme - Methodische Studien zur Aktivierung freier Rückhalteräume unter besonderer Berücksichtigung der Abflusssteuerung, 1991

Nr. 69 **Eickmann Gerhard:** Maßstabseffekte bei der beginnenden Kavitation - Ihre gesetzmäßige Erfassung unter Berücksichtigung der wesentlichen Einflußgrößen, 1991

Nr. 70 **Schmid Reinhard:** Das Tragverhalten von Erd- und Steinschüttdämmen mit Asphaltbeton-Kerndichtungen, 1991

Nr. 71 **Kiefer Ernst-Martin:** Hydrodynamisch-numerische Simulation der Wasserbewegung im ungesättigten und gesättigten Boden unter besonderer Berücksichtigung seiner natürlichen Variabilität, 1991

Nr. 72 **Strobl Th., Steffen H., Haug W. und Geiseler W.-D.:** Kerndichtungen aus Asphaltbeton für Erd- und Steinschüttdämme, 1992

Nr. 73 **Symposium: Betrieb, Unterhalt und Modernisierung von Wasserbauten**
Garmisch-Partenkirchen, 29. - 31. Oktober 1992

Nr. 74 **Heilmair Thomas und Strobl Theodor:** Erfassung der sohlnahen Strömungen in Ausleitungsstrecken mit FST-Halbkugeln und Mikro-Flowmeter - ein Vergleich der Methoden, 1994

Nr. 75 **Godde Dominik:** Experimentelle Untersuchungen zur Anströmung von Rohrturbinen.
Ein Beitrag zur Optimierung des Turbineneinlaufs, 1994

Nr. 76 **Knauss Jost:** Von der Oberen zur Unteren Isar
Alte und neue Wasserbauten rund um die Benediktenwand. Bachumleitungen, Treibholzfänge, durchschwallte Rohre, eine besondere Entlastungsanlage
Sohlensicherung an der Unteren Isar. Sohlstufenkonzept - Belegung der Sohle mit größeren Steinen in offener Anordnung, 1995

Nr. 77 **Knauss Jost:** Argolische Studien: Alte Straßen - alte Wasserbauten. Talsperre von Mykene; Flußumleitung von Tiryns; Hydra von Lerna; Küstenpass Anigraia, 1996

Nr. 78 **Aufleger Markus:** Ein Beitrag zur Auswertung von Erddruckmessungen in Staudämmen, 1996

Nr. 79 **Heilmair Thomas:** Hydraulische und morphologische Kriterien bei der Beurteilung von Mindestabflüssen unter besonderer Berücksichtigung der sohlnahen Strömungsverhältnisse, 1997

Nr. 80 **Maile Willibald:** Bewertung von Fließgewässer-Biozönosen im Bereich von Ausleitungskraftwerken (Schwerpunkt Makrozoobenthos), 1997

Nr. 81 **Knauss Jost:** Olympische Studien: Herakles und der Stall des Augias. Kladeosmauer und Alpheiosdamm, die Hochwasserfreilegung von Alt-Olympia, 1998

Nr. 82 **Symposium: Planung und Realisierung im Wasserbau - Vergleich von Zielvorstellungen mit den Ergebnissen,** Garmisch-Partenkirchen 15. – 17. Oktober 1998

Nr. 83 **Hauger Stefan:** Verkehrssteuerung auf Binnenwasserstraßen – Ein Beitrag zur Optimierung der Schleusungsreihenfolge in Stillwasserkanälen und staugeregelten Flüssen, 1998

Nr. 84 **Herbrand Karl:** Schiffahrtstechnische Untersuchungen der Versuchsanstalt Obernach; Ein Rückblick auf ein traditionelles Untersuchungsgebiet der VAO, 1998

Nr. 85 **Hartlieb Arnd:** Offene Deckwerke – Eine naturnahe Methode zur Sohlstabilisierung eintiefungsgefährdeter Flußabschnitte, 1999

Nr. 86 **Spannring Michael:** Die Wirkung von Buhnen auf Strömung und Sohle eines Fließgewässers: Parameterstudie an einem numerischen Modell, 1999

Nr. 87 **Kleist Frank:** Die Systemdurchlässigkeit von Schmalwänden. Ein Beitrag zur Herstellung von Schmalwänden und zur Prognose der Systemdurchlässigkeit, 1999

Nr. 88 **Lang Tobias:** Geometrische Kriterien zur Gestaltung von Kraftwerkseinläufen. Experimentelle Untersuchungen an Rohr-S-Turbine und Durchströmturbine, 1999

Nr. 89 **Aufleger Markus:** Verteilte faseroptische Temperaturmessungen im Wasserbau, 2000

Nr. 90 **Knauss Jost:** Späthelladische Wasserbauten. Erkundungen zu wasserwirtschaftlichen Infrastrukturen der mykenischen Welt, 2001

Nr. 91 **Festschrift** aus Anlass des 75-jährigen Bestehens der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München in Obernach; Oskar v. Miller-Institut, 2001

Nr. 92 **Wildner Harald:** Injektion von porösem Massenbeton mit hydraulischen Bindemitteln, 2002

Nr. 93 **Wildbach Naturversuche**
Loipersberger Anton und Sadgorski Constantin: Schwemmholz in Wildbächen: Problematik und Abhilfemaßnahmen; Geschiebeuntersuchungen; 1D und 2D Abflussmodelle in einem Wildbach
Rimböck Andreas: Naturversuch Seilnetzsperren zum Schwemmholzrückhalt in Wildbächen: Planung, Aufbau, Versuchsdurchführung und Ergebnisse
Hübl Johannes und Pichler Andreas: Zur berührungslosen Erfassung der Fließtiefe und Fließgeschwindigkeit in einem Wildbachgerinne zum Zeitpunkt des Durchganges der Hochwasserwelle, 2002

Nr. 94 **Rimböck Andreas:** Schwemmholzrückhalt in Wildbächen – Grundlagen zu Planung und Berechnung von Seilnetzsperren, 2003

Nr. 95 **Nothhaft Sabine:** Die hydrodynamische Belastung von Störkörpern, 2003

Nr. 96 **Schmautz Markus:** Eigendynamische Aufweitung in einer geraden Gewässerstrecke: Entwicklung und Untersuchungen an einem numerischen Modell, 2003

Nr. 97 **Neuner Johann:** Ein Beitrag zur Bestimmung der horizontalen Sicherheitsabstände und Fahrrinnenbreiten für Wasserstraßen, 2004

Nr. 98 **Göhl Christian:** Bypasseinrichtungen zum Abstieg von Aalen an Wasserkraftanlagen, 2004

Nr. 99 **Haimerl Gerhard:** Groundwater Recharge in Wadi Channels Downstream of Dams: Efficiency and Management Strategies, 2004

Nr. 100 **Symposium: Lebensraum Fluss – Hochwasserschutz, Wasserkraft, Ökologie. Band 1;** Wallgau, Oberbayern, 16. bis 19. Juni 2004

Nr. 101 **Symposium: Lebensraum Fluss – Hochwasserschutz, Wasserkraft, Ökologie. Band 2;** Wallgau, Oberbayern, 16. bis 19. Juni 2004

Nr. 102 **Huber Richard:** Geschwindigkeitsmaßstabseffekte bei der Kavitationserosion in der Scherschicht nach prismatischen Kavitatoren, 2004

Nr. 103 **Exposed Thermoplastic Geomembranes for Sealing of Water Conveyance Canals**, Guidelines for Design, Supply, Installation, 2005

Nr. 104 **Workshop „Anwendung und Grenzen physikalischer und numerischer Modelle im Wasserbau“.** Wallgau, Oberbayern, 29. und 30. September 2005

Nr. 105 **Conrad Marco:** A contribution to the thermal stress behaviour of Roller-Compacted-Concrete (RCC) gravity dams – Field and numerical investigations, 2006

Nr. 106 **Schäfer Patrick:** Basic Research on Rehabilitation of Aged Free Flow Canals with Geomembranes, 2006

Nr. 107 **Deichertüchtigung und Deichverteidigung in Bayern.** Beiträge zur Fachtagung am 13. und 14. Juli 2006 in Wallgau, Oberbayern, 2006

Nr. 108 **Porras Pablo:** Fiber optic temperature measurements – Further Development of the Gradient Method for Leakage Detection and Localization in Earthen Structures, 2007

Nr. 109 **Perzlmaier Sebastian:** Verteilte Filtergeschwindigkeitsmessung in Staudämmen, 2007

Nr. 110 **Wasserbau an der TU München** – Symposium zu Ehren von Prof. Theodor Strobl am 16. März 2007 in Wallgau, Oberbayern, 2007

Nr. 111 **Haselsteiner Ronald:** Hochwasserschutzdeiche an Fließgewässern und ihre Durchsickerung, 2007

Nr. 112 **Schwarz Peter und Strobl Theodor:** Wasserbaukunst - Oskar von Miller und die bewegte Geschichte des Forschungsinstituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft in Obernach am Walchensee (1926-1951). 120 Seiten, Preis: 9,80 €, 2007

Nr. 113 **Flutpolder: Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss**. Beiträge zur Fachtagung am 19. und 20. Juli 2007 in Wallgau, Oberbayern. ISBN 978-3-940476-03-6, 240 Seiten, durchgehend farbige Abbildungen, Preis: 34,80 €, 2007

Nr. 114 **Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes and Levees.** Intermediate Report of the European Working Group of ICOLD. ISBN 978-3-940476-04-3, 220 Seiten, Preis: 29,80 €, 2007

Nr. 115 **14. Deutsches Talsperrensymposium** (14th German Dam Symposium) and **7th ICOLD European Club Dam Symposium**. Beiträge zur Tagung am 17. bis 19. September 2007 in Freising (Contributions to the Symposium on 17 - 19 September 2007 in Freising, Germany). ISBN 978-3-940476-05-0, 570 Seiten, Preis: 49,80 €, 2007

Nr. 116 **Niedermayr Andreas:** V-Rampen – Ökologisch weitgehend durchgängige Querbauwerke. ISBN 978-3-940476-06-7, 240 Seiten, Preis: 29,80 €, 2008

Nr. 117 **Hafner Tobias:** Uferrückbau und eigendynamische Gewässerentwicklung – Aspekte der Modellierung und Abschätzungsmöglichkeiten in der Praxis. ISBN 978-3-940476-07-4, 206 Seiten, Preis: 29,80 €, 2008

Nr. 118 **Wang Ruey-wen:** Aspects of Design and Monitoring of Nature-Like Fish Passes and Bottom Ramps. ISBN 978-3-940476-10-4, 280 Seiten, Preis: 29,80 €, 2008

Nr. 119 **Fischer Markus:** Ungesteuerte und gesteuerte Retention entlang von Fließgewässern: Beurteilung der Wirksamkeit möglicher Maßnahmen unter Verwendung hydrodynamisch-numerischer Modellierung. ISBN 978-3-940476-11-1, 220 Seiten, Preis: 29,80 €, 2008

Nr. 120 **Fiedler Katharina:** Erfassung hydromorphologischer Vorgänge in Fließgewässern mit Hilfe von ADCP-Messungen. ISBN 978-3-940476-12-8, Preis: 29,80 €, 2008

Nr. 121 **Hoepffner Roland:** Distributed Fiber Optic Strain Sensing in Hydraulic Engineering. ISBN 978-3-940476-13-5, Preis: 29,80 €, 2008

Nr. 122 **Gewässermorphologie und EU-WRRL:** Beiträge zur Fachtagung am 24. und 25. Juli 2008 in Wallgau, Oberbayern. ISBN 978-3-940476-15-9, 230 Seiten, durchgehend farbige Abbildungen, Preis: 34,80 €, 2008

Nr. 123 **Zukunftsfähiger(s) Wasserbau und Flussgebietsmanagement – Wasser- und Feststofftransport in Fläche und Fluss**. Beiträge zur Fachtagung am 30. und 31. Juli 2009 in Wallgau, Oberbayern. ISBN 978-3-940476-19-7, 104 Seiten, durchgehend farbige Abbildungen, Preis: 9,80 €, 2009

Nr. 124 **Peter Rutschmann (Hrsg.): Wasserbau in Bewegung ... von der Statik zur Dynamik.** Beiträge zum 15. Gemeinschafts-Symposium der Wasserbau-Institute TU München, TU Graz und ETH Zürich vom 1. bis 3. Juli 2010 in Wallgau, Oberbayern. ISBN 978-3-940476-22-7, 624 Seiten, teils farbige Abbildungen, Preis: 59,00 €, 2010

Nr. 125 **14. Treffen junger WissenschaftlerInnen an Wasserbauinstituten**. Beiträge zum JuWi-Treffen am 25. und 26. Juni 2012 an der Technischen Universität München. ISBN 978-3-940476-23-4, 216 Seiten, Preis: 14,80 €, 2012

Die Berichtsbände können beim Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft bestellt werden:

E-Mail: s.machauer@bv.tum.de

Telefon: +49.89.289.23174